



Universidad Autónoma Metropolitana
Unidad Azcapotzalco

DIVISIÓN DE CIENCIAS BÁSICAS E INGENIERÍA
POSGRADO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

**EVALUACIÓN DE CONEXIONES
A MOMENTO COMUNES EN LA
PRÁCTICA LOCAL PARA SU USO
EN MARCOS DÚCTILES DE ACERO**

TESIS DE MAESTRÍA

P R E S E N T A

Alumno: José Antonio Sifuentes Barrios

Asesor: Dr. Tiziano Perea Olvera

Ciudad de México

Septiembre de 2017

Agradecimientos

A Dios por guiarme siempre y permitirme concluir con esta etapa.

A quienes les debo todo en la vida, mis padres María del Rosario y José Manuel infinitas gracias por su ejemplo, enseñanzas y amor.

A mi hermana María Guadalupe por su apoyo incondicional y siempre animarme a seguir adelante.

A Margarita por su comprensión, paciencia y amor.

A todo el cuerpo académico y compañeros de la UAM Azcapotzalco por el aprendizaje que me permitieron adquirir en mi estadía en ella.

Al Dr. Tiziano Perea Olvera por su guía, paciencia y apoyo sin el cual este trabajo no sería posible.

Contenido

| | | |
|---------|---|----|
| 1 | CAPÍTULO I INTRODUCCIÓN..... | 1 |
| 1.1 | Introducción | 2 |
| 1.2 | Planteamiento del problema | 2 |
| 1.3 | Objetivo general | 6 |
| 1.4 | Objetivos específicos..... | 7 |
| 1.5 | Organización de la tesis..... | 7 |
| 1.6 | Alcances y limitaciones..... | 7 |
| 2 | CAPÍTULO II ANTECEDENTES..... | 8 |
| 2.1 | Tipos de marcos | 9 |
| 2.1.1 | Marcos de ductilidad ordinaria (OMF) | 11 |
| 2.1.2 | Marcos de ductilidad intermedia (IMF)..... | 12 |
| 2.1.3 | Marcos de ductilidad especial (SMF) | 12 |
| 2.2 | Tipos de conexiones | 13 |
| 2.3 | Aspectos generales de conexiones | 18 |
| 2.4 | Influencia de la estructuración en la concepción de conexiones de acero | 19 |
| 2.5 | Prácticas previas al sismo de Northridge | 26 |
| 2.5.1 | Conexiones pre – Northridge | 26 |
| 2.5.2 | Tipos de fallas detectadas tras Northridge | 27 |
| 2.5.3 | Causas de las fallas | 29 |
| 2.6 | Respuesta ante el sismo de Northridge | 32 |
| 2.6.1 | FEMA | 32 |
| 2.6.2 | SAC..... | 32 |
| 2.7 | Después de Northridge | 36 |
| 2.7.1 | Enseñanzas posteriores al sismo de Northridge..... | 36 |
| 2.7.2 | Alternativas de conexiones posteriores al sismo de Northridge | 37 |
| 2.7.2.1 | Conexiones con cubreplacas..... | 37 |
| 2.7.2.2 | Conexiones con costillas en patines de la viga..... | 38 |
| 2.7.2.3 | Conexiones con cartabones o placas atiesadoras superior e inferior | 38 |
| 2.7.2.4 | Conexiones con viga de sección reducida | 38 |
| 2.7.2.5 | Conexiones parcialmente restringidas | 39 |
| 2.8 | Recomendaciones para conexiones | 39 |
| 2.8.1 | Conexiones soldadas | 40 |
| 2.8.2 | Articulaciones dúctiles en las conexiones..... | 41 |

| | | |
|-------|--|-----|
| 2.8.3 | Requerimientos para una conexión dúctil..... | 42 |
| 2.8.4 | Comportamiento de conexiones pre-Northridge..... | 42 |
| 2.8.5 | Conexiones precalificadas | 43 |
| 2.9 | Protocolos de carga cíclica..... | 49 |
| 2.9.1 | Objetivo de las pruebas cíclicas..... | 49 |
| 2.9.2 | Pruebas cíclicas comúnmente empleadas en ensayos de conexiones | 50 |
| 2.9.3 | FEMA 461 | 50 |
| 2.9.4 | Protocolo ATC-24..... | 50 |
| 2.9.5 | Protocolo de carga SAC..... | 53 |
| 2.9.6 | Diferencias entre los protocolos ATC y SAC..... | 54 |
| 2.9.7 | Consideraciones adicionales a los protocolos de carga | 55 |
| 3 | CAPÍTULO III ESTUDIOS PREVIOS | 58 |
| 3.1 | Estudios experimentales y analíticos sobre conexiones precalificadas..... | 59 |
| 3.1.1 | Conexión con viga de sección reducida tipo RBS (Reduced Beam Section)..... | 61 |
| 3.1.2 | Conexión con placa extremo atornillada tipo BEP (Bolted End Plate) | 65 |
| 3.1.3 | Conexión con cubreplacas atornilladas tipo BFP (Bolted Flange Plate) | 68 |
| 3.1.4 | Conexión con patines soldados tipo WUF (Welded Unreinforced Flange) | 74 |
| 3.1.5 | Conexión con soportes tipo KBB (Kaiser Bolted Bracket) | 76 |
| 3.1.6 | Conexión tipo ConXtech ConXL..... | 79 |
| 3.1.7 | Conexión tipo SidePlate..... | 81 |
| 3.1.8 | Conexión tipo Simpson Strong-Tie | 83 |
| 3.1.9 | Conexión tipo Doble – T..... | 84 |
| 3.2 | El método de los elementos finitos | 85 |
| 3.3 | Ejemplos del uso de análisis de elementos finitos en conexiones de acero | 87 |
| 3.3.1 | Análisis de elementos finitos para conexiones tipo RBS..... | 87 |
| 3.3.2 | Análisis de elementos finitos para conexiones tipo BEP | 90 |
| 3.3.3 | Análisis de elementos finitos para conexiones tipo BFP | 104 |
| 3.3.4 | Análisis de elementos finitos para conexiones tipo WUF | 108 |
| 3.3.5 | Análisis de elementos finitos para conexiones tipo KBB..... | 110 |
| 3.3.6 | Análisis de elementos finitos para conexiones tipo SidePlate..... | 112 |
| 3.3.7 | Análisis de elementos finitos para conexiones tipo Doble T..... | 117 |
| 3.4 | Conclusiones acerca del uso del método de los elementos finitos para el estudio de conexiones..... | 121 |
| 4 | CAPÍTULO IV ELEMENTOS FINITOS | 122 |
| 4.1 | Análisis de sensibilidad de malla | 123 |

| | | |
|---------|---|-----|
| 4.2 | Ejemplo de análisis de sensibilidad de mallado para conexión soldada | 125 |
| 4.3 | Mallado en modelo de conexión soldada al alma de columna IR | 130 |
| 5 | CAPÍTULO V ANÁLISIS DE CONEXIONES: MODELOS DE ELEMENTO FINITO | 132 |
| 5.1 | Aspectos generales de los modelos de elemento finito | 133 |
| 5.2 | Unidades de trabajo en Abaqus | 133 |
| 5.3 | Consideraciones en modelado | 134 |
| 5.4 | Tipos de elementos en Abaqus | 136 |
| 5.5 | Integración numérica en Abaqus | 139 |
| 5.6 | Propiedades mecánicas de los materiales | 140 |
| 5.7 | Plasticidad de materiales | 142 |
| 5.7.1 | Endurecimiento plástico | 142 |
| 5.7.2 | Efecto Bauschinger | 143 |
| 5.7.3 | Modelos de plasticidad | 144 |
| 5.7.3.1 | Definición de endurecimiento isotrópico | 144 |
| 5.7.3.2 | Definición de endurecimiento cinemático | 144 |
| 5.7.3.3 | Definición de endurecimiento combinado | 145 |
| 5.8 | Modelo de calibración en Abaqus | 146 |
| 5.9 | Proceso en Abaqus | 148 |
| 5.9.1 | Partes | 148 |
| 5.9.2 | Propiedades | 150 |
| 5.9.2.1 | Propiedades elásticas | 151 |
| 5.9.2.2 | Propiedades para modelo con plasticidad isotrópica | 151 |
| 5.9.2.3 | Propiedades para modelo con plasticidad cinemática | 154 |
| 5.9.2.4 | Propiedades para modelo con plasticidad combinada | 155 |
| 5.9.3 | Ensamble del modelo | 155 |
| 5.9.4 | Interacción entre elementos | 156 |
| 5.9.5 | Pasos de análisis | 160 |
| 5.9.6 | Cargas | 162 |
| 5.9.7 | Configuración de la prueba | 165 |
| 5.9.8 | Protocolo de desplazamiento cíclico | 166 |
| 5.9.9 | Mallado | 167 |
| 5.9.10 | Análisis en Abaqus | 172 |
| 5.9.11 | Visualización de resultados | 172 |
| 5.9.12 | Resultados del análisis de elementos finitos y comparativa contra la respuesta experimental | 173 |

| | | |
|---------|--|-----|
| 5.9.13 | Modos de falla de la conexión | 179 |
| 5.9.14 | Evolución de daño en la conexión | 180 |
| 5.9.15 | Formación de articulaciones plásticas en la conexión | 185 |
| 5.9.16 | Conclusiones del modelo de calibración..... | 185 |
| 5.10 | Conexión de placa extremo atornillada a columna cruciforme..... | 186 |
| 5.10.1 | Estudios previos de conexiones rígidas para columnas cruciformes | 187 |
| 5.10.2 | Modelado en elemento finito de conexión tipo placa extremo para columna de sección cruciforme..... | 189 |
| 5.10.3 | Configuración de la conexión placa extremo atornillada a columna cruciforme . | 190 |
| 5.10.4 | Propiedades en modelo de conexión placa extremo a columna cruciforme | 192 |
| 5.10.5 | Consideraciones en el modelado de la conexión IR - PEA - P – IC | 192 |
| 5.10.6 | Ensamblajes en modelo de conexión placa extremo a columna cruciforme | 193 |
| 5.10.7 | Interacciones en modelo de conexión placa extremo a columna cruciforme | 193 |
| 5.10.8 | Pasos de análisis en modelo de conexión placa extremo a columna cruciforme.. | 193 |
| 5.10.9 | Cargas en el modelo en modelo de conexión placa extremo a columna cruciforme | 194 |
| 5.10.10 | Protocolo de desplazamiento en modelo de conexión placa extremo a columna cruciforme..... | 194 |
| 5.10.11 | Mallado en modelo de conexión placa extremo a columna cruciforme..... | 195 |
| 5.10.12 | Conclusiones del modelo de conexión placa extremo a columna cruciforme .. | 202 |
| 5.11 | Columna cajón con conexión con cubreplacas completamente soldadas | 202 |
| 5.12 | Conexiones al eje débil de columna de perfil IR | 220 |
| 5.12.1 | Conceptos de conexiones a través del eje débil de una columna IR..... | 228 |
| 5.12.2 | Comentarios acerca de conexiones a través del eje débil de una columna IR..... | 230 |
| 5.12.3 | Conexiones a través del eje débil de una columna IR a modelar en Abaqus..... | 230 |
| 5.12.4 | Proceso de fabricación de conexión soldada al alma..... | 231 |
| 5.12.5 | Modelado de conexión soldada al alma | 233 |
| 5.13 | Comparativa entre cíclico e incremental..... | 242 |
| 6 | CAPÍTULO VI CONCLUSIONES..... | 245 |
| 6.1 | Conclusiones | 246 |

Índice de acrónimos

| | |
|-------|---|
| AISC | American Institute of Steel Construction (Instituto Americano de la Construcción en Acero) .3, 13, 18, 37, 44, 53, 61, 63, 65, 68, 72, 74, 82, 83, 94, 95 |
| ATC | Applied Technology Council (Consejo de tecnología aplicada)32, 49, 64 |
| AWS | American Welding Society (Sociedad Americana de Soldadura)29 |
| BEP | Bolted End Plate (Placa Extremo Atornillada) ..59, 65, 68, 90 |
| BFP | Bolted Flange Plate (Placas atornilladas a patines)59, 68, 72 |
| CJP | Complete Joint Penetration (Unión de Penetración Completa).....61 |
| CUREE | Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering32 |
| FEMA | Federal Emergency Management Agency (Agencia federal para el manejo de emergencias) 11, 32, 50 |
| FR | Fully Restrained (Completamente restringidas).12, 13, 39 |
| HSS | Hollow Square Section (Sección Cuadrada Hueca)24, 79 |
| IMCA | Instituto Mexicano de la Construcción en Acero..3 |
| IMF | Intermediate Moment Frame (Marco intermedio a momento)7, 11 |
| IR | Perfil I Rectangular3, 125 |
| IS | Perfil I Soldado24 |
| KBB | Kaiser Bolted Bracket (Soporte Atornillado tipo Kaiser).....59, 76, 78, 79, 110, 111, 112 |
| LTB | Lateral Torsional Buckling (Pandeo Lateral Torsional).....63, 74 |
| OMF | Ordinary Moment Frame (Marco Ordinario a Momento).....7, 11 |
| PR | Partially Restrained (Parcialmente restringidas) 12, 13, 14 |
| PTE | Perfil tubular estructural hueco24 |
| RBS | Reduced Beam Section (Viga de Sección Reducida) .39, 59, 61, 62, 63, 64, 65, 80, 87, 88 |
| SAC | Structural Applied Consortium ..32, 39, 49, 64, 88, 109 |
| SEAOC | Structural Engineers Association of California...32 |
| SMF | Special Moment Frame (Marco a momento de ductilidad especial)26 |
| | Special Moment Frame (Marco especial a momento)2, 11, 39, 43, 61 |
| SMRF | Special Moment Resistant Frame (Marco especial resistente a momento)41, 53 |
| UBC | Uniform Building Code (Código de Construcción Uniforme).....64 |
| WUF | Welded Unreinforced Flange (Patin soldado sin refuerzo). 59, 64, 65, 74, 88, 108, 109, 110, 114 |

Índice de figuras

| | |
|---|----|
| Figura 1-1 Conexión rígida en patín de columna..... | 3 |
| Figura 1-2 Conexión rígida en alma de columna..... | 3 |
| Figura 1-3 Conexión rígida tanto en patín como en alma de columna. | 3 |
| Figura 1-4 Variantes en las conexiones a evaluar..... | 4 |
| Figura 1-5 Perfil hueco circular..... | 4 |
| Figura 1-6 Perfil hueco rectangular. | 4 |
| Figura 1-7 Sección cajón. | 4 |
| Figura 1-8 Perfil I rectangular..... | 5 |
| Figura 1-9 Sección cruciforme..... | 5 |
| Figura 1-10 Conexiones a modelar en Abaqus. | 6 |
| Figura 2-1 Marcos rígido y arriostrado. Adaptado de De Buen López De Heredia (1980). | 9 |
| Figura 2-2 Sistema con marcos rígidos en ambas direcciones. Yong, S. (2011) https://www.theatlantic.com/photo/2011/05/scenes-from-china/100068/ | 10 |
| Figura 2-3 Sistema de marcos arriostrados en ambas direcciones. Brzev, S. (s.f.) https://www.nexus.globalquakemodel.org/gem-building-taxonomy/overview/glossary/braced-frame--lfbr | 10 |
| Figura 2-4 Marcos rígidos en un sentido y arriostrados en el otro. http://www.sceindy.com/vugcat.html | 11 |
| Figura 2-5 Degradación aceptable para marco tipo SMF (AISC 341-16 2016). | 13 |
| Figura 2-6 Conexiones rígidas no esta citada o a momento tipo placa extremo atornillada (McCormac y Csernak 2012). | 14 |
| Figura 2-7 Algunos ejemplos de conexiones simples (McCormac y Csernak 2012). | 15 |
| Figura 2-8 Ejemplos de conexiones semirrígidas (McCormac y Csernak 2012). | 16 |
| Figura 2-9 Curvas típicas para los tres grupos de conexiones (McCormac y Csernak 2012). | 17 |
| Figura 2-10 Se muestra como el tipo de apoyo considerado influye en el porcentaje de momento que se transmite en la conexión (McCormac y Csernak 2012). | 17 |
| Figura 2-11 Embarque a obra de columnas con muñones, nótese la complicación en el transporte (Fotografía: Sifuentes, J., 2017). | 19 |
| Figura 2-12 Conexión rígida en ambos ejes de una columna de sección IR, práctica común en México. Cortesía: Ing. Jesús Mario Magallanes Andrade. | 20 |
| Figura 2-13 Tipos de secciones empleadas como columnas comúnmente en México, de izquierda a derecha y de arriba a abajo, IR, OC, PTE, CC e IC. | 20 |

| | |
|--|----|
| Figura 2-14 Vista en planta de una estructura típica en México; la estructuración consiste de marcos rígidos y conexiones a momento en ambas direcciones principales. Adaptado de (Perea Olvera y Mendoza Díaz 2012). | 21 |
| Figura 2-15 Columnas con elementos para conectar a momento en el eje débil (Fotografía: Sifuentes, J., 2017). | 21 |
| Figura 2-16 Detalle de conexión rígida de viga en alma de columna IR (típica en México). | 22 |
| Figura 2-17 Fuerzas internas en columna IR (por simplicidad en la figura no se incluyen fuerzas cortantes). | 23 |
| Figura 2-18 Estructuración típica en Estados Unidos. | 23 |
| Figura 2-19 Diversos tipos de diafragmas en columnas PTE (HSS). De izquierda a derecha: Diafragma interior a la columna, Diafragma a través de la columna y Diafragma externo a la columna http://www.aice.cl/es/archivos/wp-aice-old/uploads/2012/04/Det | 25 |
| Figura 2-20 Interior de una columna de sección compuesta armada de cuatro placas, solo es posible soldar el diafragma interior con filete en tres de sus cuatro lados, el restante se resuelve usualmente con soldadura de tapón o ranura, se aprecia además la colocación (Fotografía: Sifuentes, J., 2017). | 25 |
| Figura 2-21 Conexión soldada resistente a momento típica previa a 1994 (FEMA-350 2000). | 26 |
| Figura 2-22 Caso de propagación de grietas en una conexión Pre-Northridge (Bruneau et al. 2011). | 27 |
| Figura 2-23 Fracturas típicas tras el sismo de Northridge originadas por la placa de respaldo de la soldadura en el patín inferior de la viga (Tamboli 2010). | 28 |
| Figura 2-24 Propagación de fracturas de la soldadura desde el patín inferior de la viga al patín de la columna y dentro del alma de la columna (Tamboli 2010). | 30 |
| Figura 2-25 Ejemplo de patín inferior de viga fracturada con una grieta originada en el espacio entre la orilla de la barra de respaldo de la soldadura y el patín de la columna (Tamboli 2010). | 30 |
| Figura 2-26 Algunas de las especificaciones emitidas por el AISC: ANSI/AISC 341 Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 358 Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications y ANSI/AISC 360 Specification for structural buildings. | 36 |
| Figura 2-27 Conexión a momento con cubreplacas. http://www.sacsteel.org/connections/AppA.html | 37 |
| Figura 2-28 Conexión a momento con placas tipo costilla. http://www.sacsteel.org/connections/AppA.html | 38 |
| Figura 2-29 Conexión a momento con cartabones. http://www.sacsteel.org/connections/AppA.html | 38 |
| Figura 2-30 Ejemplos de detalles de conexiones parcialmente restringidas (Tamboli 2010). | 39 |
| Figura 2-31 Regiones a ser analizadas para el comportamiento dúctil. El punto A representa la soldadura y el punto B indica la región donde la ductilidad es posible (Tamboli 2010). | 42 |

| | |
|---|----|
| Figura 2-32 Evolución del documento de conexiones precalificadas del AISC, al pie de cada una de ellas se muestran las conexiones precalificadas que en él se incluyen. | 43 |
| Figura 2-33 Conexión soldada con viga de sección reducida (RBS) (AISC 358-16 2016). | 44 |
| Figura 2-34 Conexión placa extremo extendida (BEP) | 45 |
| Figura 2-35 Conexión con placas atornilladas a patines de viga (BFP) (AISC 358-16 2016). | 45 |
| Figura 2-36 Conexión con patines soldados y alma soldada (WUF) (AISC 358-16 2016). | 46 |
| Figura 2-37 Conexión tipo Kaiser (KBB) a) Soldada a la viga b) Atornillada a la viga (AISC 358-16 2016). | 46 |
| Figura 2-38 Conexión ConXtech ConXL (AISC 358-16 2016). | 47 |
| Figura 2-39 Distintas configuraciones para conexión SidePlate uniaxial: | |
| a) Ensamble de viga de patín ancho – columna de patín ancho unilateral | |
| b) Ensamble de viga de patín ancho – columna de patín ancho por ambos lados | |
| c) Ensamble de viga de patín ancho – columna armada en cajón | |
| d) Ensamble viga HSS sin cubreplacas a columna armada en cajón | |
| e) Ensamble de viga HSS con cubreplacas – columna de patín ancho | |
| f) Ensamble de viga HSS con cubreplacas – columna de patín ancho (AISC 358-16 2016). | 47 |
| Figura 2-40 Conexión tipo Simpson Strong-Tie (AISC 358-16 2016). | 48 |
| Figura 2-41 Conexión típica tipo Doble T (AISC 358-16 2016). | 48 |
| Figura 2-42 Historia de deformación en prueba de múltiples pasos (ATC-24 1992). | 51 |
| Figura 2-43 Protocolo SAC. Adaptado de Sumner (2003). | 53 |
| Figura 2-44 A la izquierda, configuración con control de desplazamiento de la viga, a la derecha configuración con control de desplazamiento en la columna. Adaptado de http://www.sacsteel.org/connections/AppA.html | 54 |
| Figura 2-45 Comparativa entre protocolos cíclicos ATC-24 y SAC. Adaptado de Krawinkler (2009). | 54 |
| Figura 2-46 Caso 1: Desplazamientos aplicados en el extremo en voladizo de la viga; a la derecha vista del modelo de elemento finito en su configuración deformada y con distribución de esfuerzos Von Mises. | 56 |
| Figura 2-47 Caso 2 Desplazamientos aplicados en el extremo superior de la columna; a la derecha vista del modelo de elemento finito en su configuración deformada y con distribución de esfuerzos Von Mises. | 56 |
| Figura 2-48 Vista deformada del caso 2 desplazando la parte superior de la columna mostrando el estado de esfuerzos de Von Mises en la conexión. | 57 |
| Figura 2-49 Curvas histeréticas empatadas desplazando la viga y desplazando la columna. | 57 |
| Figura 3-1 Conexión tipo RBS. | 61 |
| Figura 3-2 Conexión tipo RBS ensayada por Engelhardt, se observa como la fluencia se presenta en la zona intencionalmente debilitada (Engelhardt et al. 1996). | 62 |

| | |
|--|----|
| Figura 3-3 Ejemplo del comportamiento de un espécimen de prueba de laboratorio de una viga de sección reducida. A la izquierda se muestran detalles del espécimen de prueba ensayado por Engelhardt, a la derecha se observa la respuesta del espécimen de prueba (Moore et al. 1999).. | 62 |
| Figura 3-4 Modelo de viga RBS desarrollando articulación plástica en la sección reducida de la viga (Engelhardt et al. 1996)..... | 64 |
| Figura 3-5 Conexión tipo BEP (Placa extremo atornillada). | 65 |
| Figura 3-6 Analogía de sujetador en T para la placa extremo (Krishnamurthy 1978). | 66 |
| Figura 3-7 Conexión con placas atornilladas en patines (BFP por sus siglas en inglés). | 68 |
| Figura 3-8 Especímenes de prueba para conexiones con placas atornilladas en los patines superior e inferior (Astaneh-Asl 1996). | 69 |
| Figura 3-9 Conexión BFP después del ensayo realizado por (Astaneh-Asl 1996), se observan las trayectorias a 45 grados en las primeras dos líneas de tornillos de izquierda a derecha. | 70 |
| Figura 3-10 Modos típicos de falla en conexiones soldadas y atornilladas (Astaneh-Asl 1996). | 71 |
| Figura 3-11 Especímen ensayado por Sato, Newell y Uang (Sato et al. 2007). | 73 |
| Figura 3-12 Conexión BFP antes de ser ensayada (Sato et al. 2007). | 73 |
| Figura 3-13 Comportamiento durante el ensayo de la conexión BFP, se observa en la imagen inferior derecha a la distorsión a la que se presenta la articulación plástica en los patines de la viga (Sato et al. 2007). | 73 |
| Figura 3-14 Conexión tipo WUF. | 74 |
| Figura 3-15 Especímenes tipo WUF después de ser ensayados (Shin y Engelhardt 2013). | 75 |
| Figura 3-16 Conexión tipo KBB (Cordova y Hamburger 2011). | 76 |
| Figura 3-17 Especímenes ensayados en la universidad de Lehigh (Bleiman et al. 1996). | 77 |
| Figura 3-18 Especímenes de los soportes KBB ensayados. Arriba los de la serie W (Welded o soldados), abajo los de la serie B (Bolted o Atornillados) (Adan y Gibb 2009). | 78 |
| Figura 3-19 Conexión KBB después de ser ensayada (Adan y Gibb 2009). | 79 |
| Figura 3-20 Conexión biaxial tipo ConXtech ConXL se observa como las vigas deben tener reducción tipo RBS (Cordova y Hamburger 2011). | 80 |
| Figura 3-21 Conexiones ConXtech en Santana Row http://www.conxtech.com/projects/santana-row/ | 81 |
| Figura 3-22 Conexión tipo SidePlate..... | 82 |
| Figura 3-23 Estructura conectada mediante SidePlate http://www.sideplate.com/img/img_press_081413_2.jpg | 82 |
| Figura 3-24 Detalle de conexión tipo SidePlate http://www.sideplate.com/img/img_press_081413_6.jpg | 82 |
| Figura 3-25 Conexión tipo Strong-Tie durante un ensayo; a la izquierda se observa una notoria reducción en el área de las placas, buscando con ello ser un “fusible” en la conexión, a la derecha, ensamble completo de la conexión. http://seblog.strongtie.com/page/2/ | 83 |

| | |
|---|-----|
| Figura 3-26 Conexión tipo Doble – T ensayada por Jim Swanson en la universidad de Cincinnati https://engineering.purdue.edu/~jliu/courses/CE591/PDF/CE591MomentConn_F13.pdf | 84 |
| Figura 3-27 Ensamble de la conexión ya mallado y detalle de la zona donde inicia la falla. Se observan las restricciones asignadas y el punto de aplicación del desplazamiento (Ricles et al. 2004). | 87 |
| Figura 3-28 Correlación entre las respuestas cíclicas experimentales y analíticas (Lee y Kim 2007). | 88 |
| Figura 3-29 Modelos de conexión con a) Arreglo convencional y b) Modificado (Lee y Kim 2007). | 89 |
| Figura 3-30 Curva momento – rotación (normalizada) (Lee y Kim 2007)..... | 89 |
| Figura 3-31 Modelos ya mallados en Ansys de las conexiones de placa extremo con cuatro tornillos sin rigidizar y rigidizada (izquierda y derecha respectivamente) (Sumner E. 2003). | 90 |
| Figura 3-32 Curvas momento aplicado – separación entre placa extremo y patín de la columna, se observa una muy buena predicción de los modelos de elemento finito (Sumner E. 2003)..... | 91 |
| Figura 3-33 (a) Conexión de placa extremo después de ser sometida a las cargas en el extremo de la viga (b) Comparativa entre la curva momento-separación reportada por Sumner y la hallada por Eldemerdash et al. (Eldemerdash et al. 2012). | 91 |
| Figura 3-34 Especímenes de prueba de secciones T (Bursi y Jaspart 1998). | 92 |
| Figura 3-35 Sección T mallada (sin deformar y deformada respectivamente) y la curva fuerza – desplazamiento comparando los tipos de elementos empleados con el resultado experimental (Bursi y Jaspart 1998). | 93 |
| Figura 3-36 A la izquierda, placa extremo modelada, mallada y deformada tras el análisis; a la derecha, gráfica momento – rotación mostrando los resultados de diversos modelos (Bursi y Jaspart 1998). | 93 |
| Figura 3-37 Evolución del daño de la conexión. Caso 1 presentes los 10 tornillos, caso 2 han fallado dos tornillos, caso 3 solo quedan seis tornillos (Addiah 2010). | 94 |
| Figura 3-38 Curva momento aplicado contra separación de la placa extremo y el patín de la columna, de nueva cuenta se observa una excelente predicción del MEF (Addiah 2010). | 95 |
| Figura 3-39 Modelo de elemento finito de la conexión placa extremo (Ismail et al. 2016). | 96 |
| Figura 3-40 Curva momento – rotación de uno de los modelos realizados por Ismail et al. (Ismail et al. 2016). | 96 |
| Figura 3-41 Comparativa entre modelos experimentales y modelos analíticos mostrando falla debido a pandeo de la columna, fractura de los tornillos y pandeo de patín de la viga respectivamente (Ismail et al. 2016). | 97 |
| Figura 3-42 Mallado del ensamble completo en Ansys (Kaushik et al. 2013). | 98 |
| Figura 3-43 Se muestran los esfuerzos al tensionar de más los tornillos (Kaushik et al. 2013)... .. | 99 |
| Figura 3-44 Discretización del mallado del ensamble completo (Balc et al. 2012). | 99 |
| Figura 3-45 Vista deformada de la conexión (Balc et al. 2012). | 100 |

| | |
|--|-----|
| Figura 3-46 Comparativa entre el experimental y el modelo de elementos finitos, mostrando la curva momento-rotación de la conexión (Balc et al. 2012). | 101 |
| Figura 3-47 Modelo geométrico de la conexión (Foces y Garrido 2007). | 101 |
| Figura 3-48 Curva carga – desplazamiento del ensayo (Foces y Garrido 2007). | 102 |
| Figura 3-49 Tipos de mallas consideradas (Foces y Garrido 2007). | 102 |
| Figura 3-50 Comparativa entre curvas momento-rotación, experimentales y analíticas (Foces y Garrido 2007). | 103 |
| Figura 3-51 Mallado de los elementos placa, perfiles y tornillos (Maggi Y. I., 2000). | 103 |
| Figura 3-52 Curvas momento-rotación de los modelos evaluados (Maggi 2000). | 104 |
| Figura 3-53 Conexiones tipo BFP y variantes de la misma evaluadas por Santiago Peralta (2011). | 105 |
| Figura 3-54 Esfuerzos en conexiones evaluadas ante carga monotónica (Santiago Peralta 2011). | 106 |
| Figura 3-55 Esfuerzos en conexiones evaluadas ante carga cíclica (modelos 1, 2, 3,4 y 7) (Santiago Peralta 2011). | 107 |
| Figura 3-56 Ensamble de la conexión en cuestión, se observa cómo se refina más la malla en la zona central de la conexión (Chen et al. 2005). | 108 |
| Figura 3-57 Distribución de esfuerzos de Von Mises después de realizado el análisis (Chen et al. 2005). | 109 |
| Figura 3-58 Modelo de conexión tipo WUF evaluada, a la izquierda, se muestra el mallado, a la derecha esfuerzos de Von Mises (Shadmanheidari et al. 2012). | 109 |
| Figura 3-59 Modelo de elementos finitos de conexión KBB (Blaney et al. 2010). | 110 |
| Figura 3-60 Vista deformada de la conexión con esfuerzos de Von Mises a una distorsión del 4 % (Blaney et al. 2010). | 111 |
| Figura 3-61 Vista deformada de la conexión ya con los soportes KBB mostrando los esfuerzos de Von Mises a una distorsión del 4 % (Blaney et al. 2010). | 111 |
| Figura 3-62 Falla de la conexión SidePlate, se observa la formación de la articulación plástica en la viga (Houghton 1997). | 112 |
| Figura 3-63 Análisis de elemento finito en Abaqus con curva histerética momento-deflexión resultante (Chou et al. 2008). | 113 |
| Figura 3-64 Esfuerzos en modelo de elemento finito sometido a impacto (Karns et al. s.f.). | 114 |
| Figura 3-65 Se observa la excelente predicción del comportamiento de los modelos de elemento finito frente a los experimentales (Karns et al. s.f.). | 115 |
| Figura 3-66 Modelo de elementos finitos en Ansys para la conexión tipo SidePlate (Deylami y Ahsraf 2004). | 116 |
| Figura 3-67 Distribuciones de esfuerzos en Ansys para la conexión tipo SidePlate (Deylami y Ahsraf 2004). | 116 |

| | |
|--|-----|
| Figura 3-68 Conexión T-Stub después de la falla, se observa la fluencia local de los patines de la viga (Swanson 1999)..... | 117 |
| Figura 3-69 Mallados aplicados en el soporte tipo KBB y el tornillo (Swanson 1999). | 117 |
| Figura 3-70 Fluencia en el soporte tipo KBB después de realizado el análisis en Abaqus (Swanson 1999). | 118 |
| Figura 3-71 Respuesta carga-desplazamiento de la conexión, se muestra la buena similitud en el rango elástico. T-Stub (Swanson 1999). | 118 |
| Figura 3-72 Modelo de la conexión en Abaqus, a la derecha, vista deformada de la misma una vez concluido el análisis (Hantouche 2011). | 119 |
| Figura 3-73 Articulación plástica formada en la viga, seguida por el pandeo del patín en la misma (Hantouche 2011). | 120 |
| Figura 3-74 Curvas momento - rotación ante cargas monotónicas y cíclicas, empatadas (Hantouche 2011). | 121 |
| Figura 4-1 Proceso de refinamiento de malla (ABAQUS, 2012). | 123 |
| Figura 4-2 Ejemplos de estudios de densidades de mallado https://knowledge.autodesk.com/support/simulation-mechanical/troubleshooting | 124 |
| Figura 4-3 Aplicación de desplazamiento en el extremo de la viga. | 125 |
| Figura 4-4 Definición gráfica de trabajo externo..... | 126 |
| Figura 4-5 Análisis de sensibilidad de mallado con el criterio de trabajo externo para la conexión completamente soldada al alma de columna IR..... | 129 |
| Figura 4-6 Costo computacional para la conexión IR-PVS-A-IR. | 129 |
| Figura 4-7 Mallado seleccionado para la conexión soldada llegando al alma de la columna. ... | 130 |
| Figura 4-8 Radio de aspecto límite en mallado (ABAQUS 2012). | 131 |
| Figura 5-1 A la izquierda, idealización comúnmente seguida en los modelos de elemento finito, donde cabeza de tornillo y tuerca se consideran cuerpos cilíndricos (Siddick Hossain 2014) a la derecha idealización adoptada en la presente tesis, donde ambos elementos..... | 135 |
| Figura 5-2 Familias de elementos en Abaqus. Adaptada de (ABAQUS 2012)..... | 136 |
| Figura 5-3 Aproximaciones de los elementos beam y shell con relación a los elementos en 3D. Adaptada de (ABAQUS 2012). | 137 |
| Figura 5-4 Descripción grafica de la distorsión http://www.scielo.br/img/revistas/bcg/v20n3//1413-4853-bcg-20-03-0720-gf06.jpg | 138 |
| Figura 5-5 Elemento sólido lineal con ocho nodos (ABAQUS 2012)..... | 139 |
| Figura 5-6 Diferencia entre integración completa y reducida. Adaptada de (ABAQUS 2012). | 140 |
| Figura 5-7 Curva esfuerzo-deformación (SAP 2000). | 140 |
| Figura 5-8 Curva esfuerzo-deformación efectiva como se ingresa en Abaqus, nótese la ausencia de la rama elástica. | 141 |

| | |
|---|-----|
| Figura 5-9 Descomposición de la deformación total en componentes elástico y plástico. Adaptada de (ABAQUS, 2012). | 141 |
| Figura 5-10 Descripción del efecto Bauschinger (Bruneau et al. 2011). | 143 |
| Figura 5-11 Modelo de endurecimiento cinemático lineal. Adaptada de (ABAQUS 2012). | 144 |
| Figura 5-12 Conexión de placa fuerte (8ES – 1-1/4-1-3/4-30) (Sumner E. 2003). | 146 |
| Figura 5-13 Conexión modelada en Abaqus (solo la mitad), vistas superior, frontal e isométrica respectivamente..... | 147 |
| Figura 5-14 Superficies base y dirección para la generación de tuerca y cabeza de tornillo. | 150 |
| Figura 5-15 Conjunto tornillo-tuerca finalizado. | 150 |
| Figura 5-16 Propiedades tri-lineales esfuerzo-deformación de la columna..... | 151 |
| Figura 5-17 Propiedades tri-lineales esfuerzo-deformación de la viga. | 152 |
| Figura 5-18 Propiedades tri-lineales esfuerzo-deformación de la placa extremo..... | 152 |
| Figura 5-19 Propiedades tri-lineales esfuerzo-deformación de las placas de continuidad. | 153 |
| Figura 5-20 Propiedades tri-lineales esfuerzo-deformación del rigidizador de la placa extremo. | 153 |
| Figura 5-21 Propiedades tri-lineales esfuerzo-deformación de la placa de refuerzo en la zona panel de la columna. | 154 |
| Figura 5-22 Propiedades tri-lineales esfuerzo-deformación de los tornillos. | 154 |
| Figura 5-23 Creación de secciones en Abaqus. | 155 |
| Figura 5-24 Ensamble completo en Abaqus del modelo de conexión de placa extremo. | 156 |
| Figura 5-25 Superficies esclava y maestra, nótese la densidad de mallado en cada una de ellas (ABAQUS 2012). | 157 |
| Figura 5-26 Restricciones tipo tie (uniones soldadas). | 158 |
| Figura 5-27 Interacciones de tipo fricción en la conexión..... | 158 |
| Figura 5-28 Interacción sin fricción (tornillo y barreno)..... | 159 |
| Figura 5-29 Concepto de cuerpo rígido (ABAQUS 2012). | 160 |
| Figura 5-30 Definición de cuerpos rígidos en extremos de viga y columna, se indica en el recuadro el nodo maestro de cada cuerpo rígido. | 160 |
| Figura 5-31 Ejemplos de casos donde existe no linealidad geométrica, de izquierda a derecha: columna elástica, marco plano cuadrado y marco plano en escuadra (Cook 1995). | 161 |
| Figura 5-32 Articulaciones en extremos de la columna, en la parte inferior izquierda se observa el sistema de ejes globales del modelo. | 163 |
| Figura 5-33 Vista lateral donde se observa la restricción para la mitad no modelada de la conexión..... | 163 |
| Figura 5-34 Zona donde se aplica la fuerza de pretensión en los tornillos..... | 165 |

| | |
|---|-----|
| Figura 5-35 Conclusión de la pretensión de los tornillos. | 165 |
| Figura 5-36 Vista en planta de la configuración de la prueba. Adaptada de Sumner (2003). | 166 |
| Figura 5-37 Desplazamientos cíclicos asignados al modelo de Sumner en Abaqus de acuerdo al protocolo SAC (SAC Steel Project 1997)..... | 167 |
| Figura 5-38 Ejemplo de mallado de tipo estructurado, se observa a la izquierda como es necesario realizar particiones en la zona de los barrenos de la placa para permitir un mallado estructurado..... | 168 |
| Figura 5-39 a) Malla pobre con cambios abruptos en el tamaño de la malla b) Malla mejorada al aplicar una transición más suave en las dimensiones de los elementos (Cook 1995). | 169 |
| Figura 5-40 Formas geométricas a evitar al mallar elementos (Cook 1995)..... | 169 |
| Figura 5-41 Mallado de modelo de calibración. | 170 |
| Figura 5-42 Mallado en elementos del modelo de calibración. | 171 |
| Figura 5-43 Curva momento-rotación experimental para la conexión "fuerte" ensayada por Sumner (Sumner et al. 2000). | 173 |
| Figura 5-44 Endurecimiento isotrópico | 174 |
| Figura 5-45 Endurecimiento cinemático..... | 174 |
| Figura 5-46 Endurecimiento combinado | 175 |
| Figura 5-47 Curvas Experimental y del modelo en Abaqus superpuestas..... | 176 |
| Figura 5-48 Curva momento - distorsión normalizada con el momento nominal plástico de la viga..... | 177 |
| Figura 5-49 Comparativa entre los desplazamientos ingresados al programa y los entregados por el mismo, se observa como ambos empatan de manera perfecta..... | 178 |
| Figura 5-50 Curva fuerza – desplazamiento de la conexión de placa extremo atornillada de Sumner. | 178 |
| Figura 5-51 Curva momento - distorsión conexión Sumner..... | 179 |
| Figura 5-52 Conexión después de finalizada la prueba, se observa el pandeo en ambos patines de la viga. (Sumner et al. 2000)..... | 180 |
| Figura 5-53 Modelo de elemento finito al concluir el análisis, se observa el pandeo de ambos patines de la viga como en el experimental. | 180 |
| Figura 5-54 Conexión deformada vista en isométrico, se muestran los esfuerzos de Von Mises, en color rojo, se muestran las zonas que han alcanzado la fluencia. | 180 |
| Figura 5-55 Esfuerzos máximos en cada elemento de la conexión. | 181 |
| Figura 5-56 Inicio de la fluencia en la conexión..... | 184 |
| Figura 5-57 Formación de articulaciones plásticas en la viga, nótese como la presencia de los rigidizadores de la placa extremo ayudan a alejar estas plastificaciones de la cara de la columna. | 185 |

| | |
|--|-----|
| Figura 5-58 Sección típica de columna cruciforme | 186 |
| Figura 5-59 Especímenes de conexiones en columnas cruciformes evaluados por Mirghaderi y Motallebi (2011). | 187 |
| Figura 5-60 Modelo de elemento finito realizado por Mirghaderi y Motallebi (2011) | 188 |
| Figura 5-61 Curva momento-distorsión para el espécimen “c” ensayado por Mirghaderi y Motallebi (2011) | 189 |
| Figura 5-62 Posición de la conexión a evaluar en modelo de conexión placa extremo a columna cruciforme. | 190 |
| Figura 5-63 Geometría de la conexión diseñada..... | 191 |
| Figura 5-64 Conexión con placa extremo, a la izquierda ensamble completo modelado en Tekla, a la derecha, media conexión modelada en Abaqus. | 192 |
| Figura 5-65 Ensamble de conexión placa extremo atornillada para columna cruciforme..... | 193 |
| Figura 5-66 Fuerzas de pretensión en los tornillos de la conexión placa extremo atornillada a columna IC..... | 194 |
| Figura 5-67 Mallado de conexión para columna cruciforme..... | 195 |
| Figura 5-68 Ensamble de la conexión de placa extremo atornillada, a la derecha vista deformada de la conexión. | 196 |
| Figura 5-69 Curva fuerza - desplazamiento para la conexión en columna cruciforme. | 196 |
| Figura 5-70 Curva momento - distorsión para la conexión en columna cruciforme. | 197 |
| Figura 5-71 Curva momento – distorsión normalizada. | 197 |
| Figura 5-72 Estado de esfuerzos en la conexión con placa extremo para columna cruciforme. | 198 |
| Figura 5-73 Formación de articulaciones plásticas en la viga. | 198 |
| Figura 5-74 Esfuerzos máximos en cada componente de la conexión para la columna cruciforme. | 199 |
| Figura 5-75 Origen de la fluencia en la conexión para columna cruciforme..... | 201 |
| Figura 5-76 Conexión con patines soldados directamente a columna y placa de cortante atornillada al alma de la viga. | 203 |
| Figura 5-77 Conexión a columna cajón mediante cubreplacas soldadas a los patines de la viga, así como la placa de cortante también se suelda al alma de la viga..... | 203 |
| Figura 5-78 Secuencia para la colocación de diafragmas interiores en columnas cajón con soldadura de tapón. | 204 |
| Figura 5-79 Interacciones en modelo CCSM1, se observa como una de las caras de los diafragmas no se une a la columna. | 205 |
| Figura 5-80 Interacciones en modelo CCSM2 con tres tapones de soldadura. | 205 |
| Figura 5-81 Modelo CCSM3 con cinco tapones de soldadura para unir columna y diafragmas interiores. | 206 |

| | |
|---|-----|
| Figura 5-82 Interacciones entre columna y diafragmas cuando estos se sueldan por completo. | 206 |
| Figura 5-83 Mallado en la conexión soldada en columna cajón..... | 207 |
| Figura 5-84 Estado de esfuerzos en la conexión para cada uno de los modelos evaluados al concluir el análisis, en color rojo se muestran las zonas que alcanzan su límite de fluencia. | 208 |
| Figura 5-85 Formación de articulaciones plásticas en la viga conectada mediante cubreplacas soldadas a columna cajón..... | 209 |
| Figura 5-86 Curvas fuerza-desplazamiento para los cuatro modelos de columna cajón evaluados. | 211 |
| Figura 5-87 Curvas momento distorsión para los cuatro modelos de columna cajón evaluados. | 213 |
| Figura 5-88 Comparativa entre modelos experimental y analítico. | 215 |
| Figura 5-89 Esfuerzos máximos en elementos de la conexión a columna cajón soldando con tapones. | 216 |
| Figura 5-90 Inicio de la fluencia en componentes de la conexión soldada para columna cajón. | 218 |
| Figura 5-91 Curvas momento-distorsión superpuestas..... | 219 |
| Figura 5-92 Conexión a momento atornillando en campo por ambos ejes de columna de sección IR, común en Estados Unidos entre la década de 1950 – 1960 (Preece y Collin 1993)..... | 220 |
| Figura 5-93 Esquemas de conexiones de pruebas ensayadas (Rentschler y Chen 1977). | 221 |
| Figura 5-94 Configuración de prueba con carga incremental para conexión llegando al alma de columna (Rentschler et al. 1978). | 221 |
| Figura 5-95 Configuraciones ensayadas soldadas y atornilladas de conexiones al eje débil de la columna (Rentschler et al. 1978). | 222 |
| Figura 5-96 Configuración y geometría de la prueba realizada (Saraswati et al. 2008)..... | 224 |
| Figura 5-97 Estado de esfuerzos de conexión al eje débil completamente soldada sin refuerzos, se aprecia concentración de esfuerzos en el alma de la columna donde se hace la unión, así como excesiva fluencia y deformación del alma de la columna (Saraswati et al. 2008)..... | 225 |
| Figura 5-98 Esfuerzos en la configuración más estudiada de conexiones al eje débil de una columna mediante cubreplacas soldadas (Saraswati et al. 2008). | 225 |
| Figura 5-99 Conexión propuesta modelada en Abaqus, al centro se muestran esfuerzos de Von Mises, mostrando la efectividad de la conexión, donde no se observan concentraciones de esfuerzos, a la derecha se muestra la transferencia de fuerzas cortantes a través de las costillas agregadas al arreglo (Saraswati et al. 2008). | 226 |
| Figura 5-100 Conexión tipo árbol (Lee et al. 2012). | 226 |
| Figura 5-101 Conexión tipo WUF-B (Lee et al. 2012)..... | 227 |
| Figura 5-102 Curva fuerza - desplazamiento para las conexiones tipo árbol y WUF-B respectivamente (Lee et al. 2012). | 227 |

| | |
|---|-----|
| Figura 5-103 Curvas histeréticas normalizadas momento - distorsión para las conexiones tipo árbol y WUF-B respectivamente (Lee et al. 2012). | 228 |
| Figura 5-104 Conexiones rígidas entre vigas y columnas ambas de perfiles IR, la conexión se resuelve mediante placas extremo en ambos casos, siendo necesario añadir un muñón en el alma de la columna. | 228 |
| Figura 5-105 Conexión a momento completamente soldada llegando al eje débil de columna IR https://engineering.purdue.edu/~jliu/courses/CE470/PPT_PDF/AISC_ConnectionsJL.pdf . | 231 |
| Figura 5-106 Configuración de conexión que presentó el mejor comportamiento de las ensayadas por Pourbohloul, Wang y Driscoll se observa como la longitud de la reducción que se indica es de tres pulgadas (Pourbohloul et al. 1983). | 232 |
| Figura 5-107 Columna con todos los accesorios soldados desde taller. | 232 |
| Figura 5-108 Detalles de la conexión a momento soldada a modelar | 233 |
| Figura 5-109 Ensamble de la conexión IR - PVS – A – IR | 234 |
| Figura 5-110 Vistas isométrica, superior, lateral y frontal respectivamente de la conexión soldada modelada en Abaqus. | 235 |
| Figura 5-111 Curva fuerza - desplazamiento para la conexión a momento completamente soldada. | 236 |
| Figura 5-112 Curva momento - distorsión para la conexión a momento completamente soldada. | 237 |
| Figura 5-113 Curva momento - distorsión para la conexión a momento completamente soldada normalizada con el momento plástico nominal de la viga. | 237 |
| Figura 5-114 Estado de esfuerzos en la conexión con cubreplacas soldada al alma de la columna al finalizar el análisis. | 238 |
| Figura 5-115 Formación de articulaciones plásticas en la conexión completamente soldada con cubreplacas. | 238 |
| Figura 5-116 Esfuerzos máximos en la conexión soldada llegando al alma de la columna. | 239 |
| Figura 5-117 Inicio de la fluencia en los elementos que la alcanzan para la conexión soldada al alma de columna de perfil IR. | 241 |
| Figura 5-118 Comparativa en curva momento-distorsión para la conexión con placa extremo atornillada. | 242 |
| Figura 5-119 Comparativa en curva momento-distorsión para la conexión con placa extremo atornillada para columna de sección cruciforme. | 243 |
| Figura 5-120 Comparativa en curva momento-distorsión para la conexión completamente soldada en columna cajón. | 243 |
| Figura 5-121 Comparativa en curva momento-distorsión para la conexión completamente soldada llegando al eje débil de columna de sección IR | 244 |

Índice de ecuaciones

| | |
|---|-----|
| $W = \int F du$ (Ecuación 4-1) | 125 |
| $\varepsilon_r = \ln(1 + \varepsilon_i)$ (Ecuación 5-1) | 141 |
| $\sigma_r = \sigma_i(1 + \varepsilon_i)$ (Ecuación 5-2) | 141 |

Índice de tablas

| | |
|---|-----|
| Tabla 1-1 Matriz de conexiones a evaluar | 5 |
| Tabla 2-1 Protocolo de desplazamientos cíclicos. Adaptado de SAC (SAC Steel Project 1997) | 52 |
| Tabla 4-1 Variaciones en mallado evaluadas | 126 |
| Tabla 4-2 Trabajo externo para cada uno de los modelos de conexión soldada | 128 |
| Tabla 5-1 Unidades consistentes en Abaqus (ABAQUS 2012) | 133 |
| Tabla 5-2 Grados de libertad por nodo en los elementos más comunes (ABAQUS 2012) | 138 |
| Tabla 5-3 Parámetros de endurecimiento no lineal para diferentes tipos de aceros (Morrison 2015) | 145 |
| Tabla 5-4 Geometría de los elementos de la conexión (Sumner E. 2003) | 146 |
| Tabla 5-5 Propiedades de los materiales (Sumner E. 2003) | 146 |
| Tabla 5-6 Pretensión mínima para tornillos (AISC 360-16 2016) | 164 |
| Tabla 5-7 Desplazamientos requeridos en la viga | 166 |
| Tabla 5-8 Límites en criterio de selección de forma de elementos (ABAQUS 2012) | 170 |
| Tabla 5-9 Número de elementos y nodos del modelo de calibración | 172 |
| Tabla 5-10 Comparativa momento normalizado en la conexión | 175 |
| Tabla 5-11 Comparativa distorsión máxima alcanzada por la conexión | 175 |
| Tabla 5-12 Parámetros límite en conexiones de placa extremo atornillada. Adaptada de (AISC 358-16 2016) | 191 |
| Tabla 5-13 Geometría de los componentes de la conexión con placa extremo atornillada a columna cruciforme | 194 |
| Tabla 5-14 Desplazamientos requeridos en la viga para la conexión a columna cruciforme | 195 |
| Tabla 5-15 Valores máximos esperados de momento y fuerza esperados para cada conexión .. | 219 |
| Tabla 5-16 Geometría de los componentes de la conexión soldada IR - PVS - A- IR | 234 |

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1 Introducción

Un aspecto fundamental en cualquier estructura, además de la resistencia propia de los miembros estructurales que la conforman (e.g. vigas y columnas), es la manera en cómo se conectan éstos entre sí. La presente tesis se enfoca en el estudio de conexiones rígidas o conexiones a momento y en específico de aquellas más comúnmente empleadas en México para la estructuración de marcos dúctiles de acero.

1.2 Planteamiento del problema

Dado que los marcos de acero son uno de los sistemas estructurales de mayor uso en México, el presente trabajo se centrará en ellos, específicamente en el estudio de los marcos dúctiles (Marco especial a momento, o bien SMF por sus siglas en inglés). El diseño de este sistema de marcos rígidos se basa en el concepto de “columna fuerte – viga débil”, filosofía de diseño bajo la cual se busca que la falla (articulación plástica) se localice en las vigas. Para formar un marco dúctil, se deben conectar los miembros que conforman el marco empleando alguna conexión que garantice el grado de restricción requerido en los nodos y que permita al sistema desarrollar la ductilidad esperada en el diseño (i.e. al menos 0.04 radianes de distorsión de acuerdo con la norma de sismo del AISC (AISC 341-16 2016) se considera esta normativa dada la ausencia hoy día de algún documento de este tipo en nuestro país.

Si bien, existen estudios y documentación técnica realizada por distintas instituciones que se han dedicado al estudio de diversos tipos de conexiones que garanticen un comportamiento adecuado de las mismas, con atención en detalles que permitan optimizar el proceso de la construcción desde todos los aspectos que involucra, tales como: seguridad, factibilidad constructiva en taller, transporte y montaje en obra, así como el costo; no resulta extraño dentro de la práctica profesional en México que el fabricante de estructuras de acero enfrente múltiples problemas al tratar con lo relacionado a conexiones, problemas debidos a causas diversas, tales como la ausencia de algún detalle en particular de las conexiones en los planos estructurales, o bien, por contradicciones o imprecisiones en dichos planos.

Si bien, muchas empresas fabricantes cuentan con departamentos de cálculo que se encargan de revisar, evaluar, o modificar conexiones cuando sea el caso, cierto es que no son pocos los fabricantes que, en ocasiones y debido a la ausencia de personal capacitado para estas funciones, improvisan al respecto de las conexiones de manera arbitraria modificando las mismas sin previa consulta al director responsable de obra, al corresponsable en seguridad estructural y/o al ingeniero estructural. Estas modificaciones pueden ser desde cambiar cantidades o tipos de tornillos, espesores de placas, configuración de la conexión misma, entre otras, lo cual en el peor de los casos puede conducir a fallas estructurales severas que pongan en riesgo la estructura y por ende la integridad física de quien las ocupe.

Al definir qué conexión emplear para ello, se abre un amplio abanico de posibilidades en cuanto a las conexiones existentes (soldadas vs. atornilladas, conexiones de taller vs. de campo, etc.). A pesar de que el uso de conexiones precalificadas es una solución probada y confiable, en México no siempre se suelen usar por diversos factores, dentro de los que se encuentran el desconocimiento del proceso de diseño, o bien la imposibilidad de aplicarse en algunos casos debido a ciertas

condiciones particulares. En el caso de la estructuración típica en nuestro país para edificios con marcos rígidos en ambas direcciones, se acostumbra el uso de columnas cajón armadas con cuatro placas, o bien perfiles “I” denominadas por el Instituto mexicano de la construcción en acero: IMCA (y como se les nombra en lo sucesivo) como “IR”. Sin embargo, las conexiones precalificadas solo son aprobadas si la viga se conecta a los patines de la columna como se muestra en la Figura 1-1, pero a la fecha no se ha aprobado por el AISC (Instituto americano de construcción en acero por sus siglas en inglés) si la misma conexión también calificaría con vigas conectadas al alma o bien tanto en patines como en alma casos mostrados en la Figura 1-2 y en la Figura 1-3 respectivamente. Aunque se han realizado algunas adaptaciones (e.g. adición de placas o muñones) de algunas de las conexiones precalificadas para que las vigas puedan conectarse también al alma de columnas IR, estas configuraciones difieren de las originalmente evaluadas, ensayadas y aprobadas por lo que se desconoce si estas conexiones modificadas también calificarían para su uso en marcos dúctiles o especiales. Esto deja en el aire la pregunta sobre la confiabilidad de las conexiones a momento que llegan al alma de una columna IR.

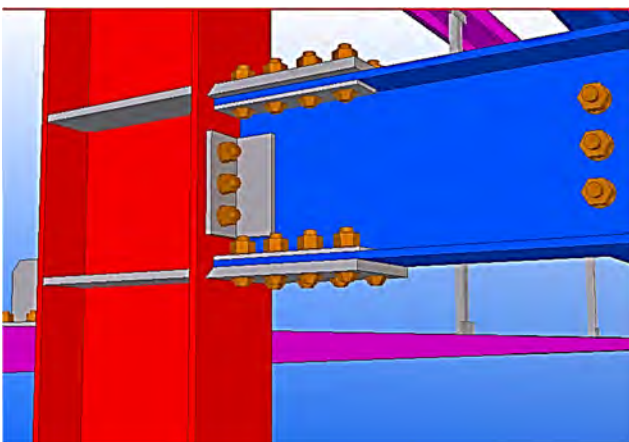


Figura 1-1 Conexión rígida en patín de columna.

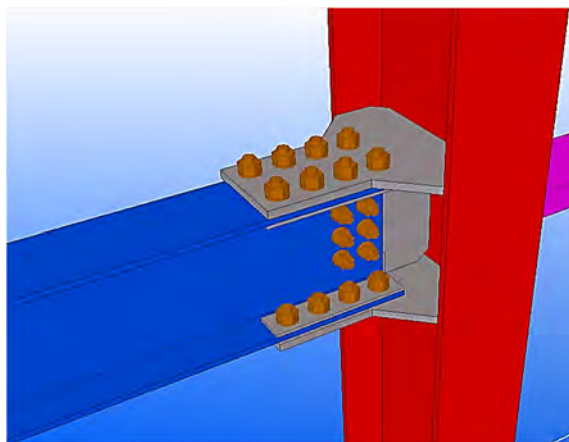


Figura 1-2 Conexión rígida en alma de columna.

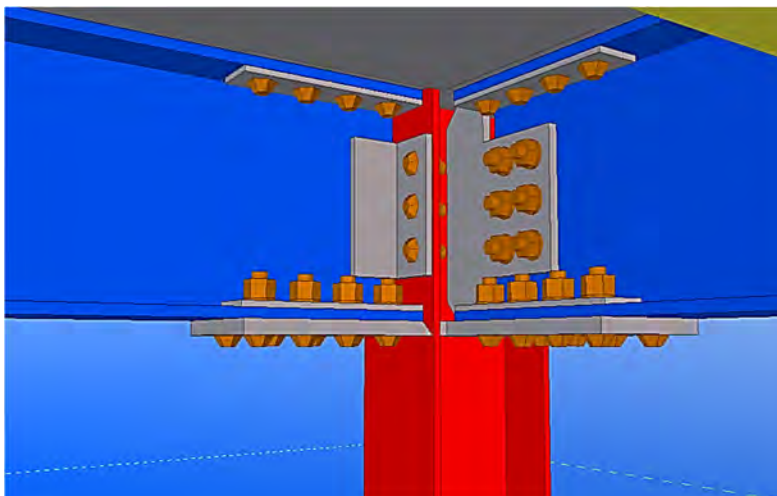


Figura 1-3 Conexión rígida tanto en patín como en alma de columna.

Así, el presente trabajo trata de dar respuesta a la interrogante de ¿cómo se comportan las conexiones precalificadas cuando tienen las adaptaciones que comúnmente se realizan en la práctica local? Para tratar de despejar esta duda, se elaboran análisis no-lineales de elementos finitos para diversos modelos de conexiones con las variables que se describen en la Figura 1-4.

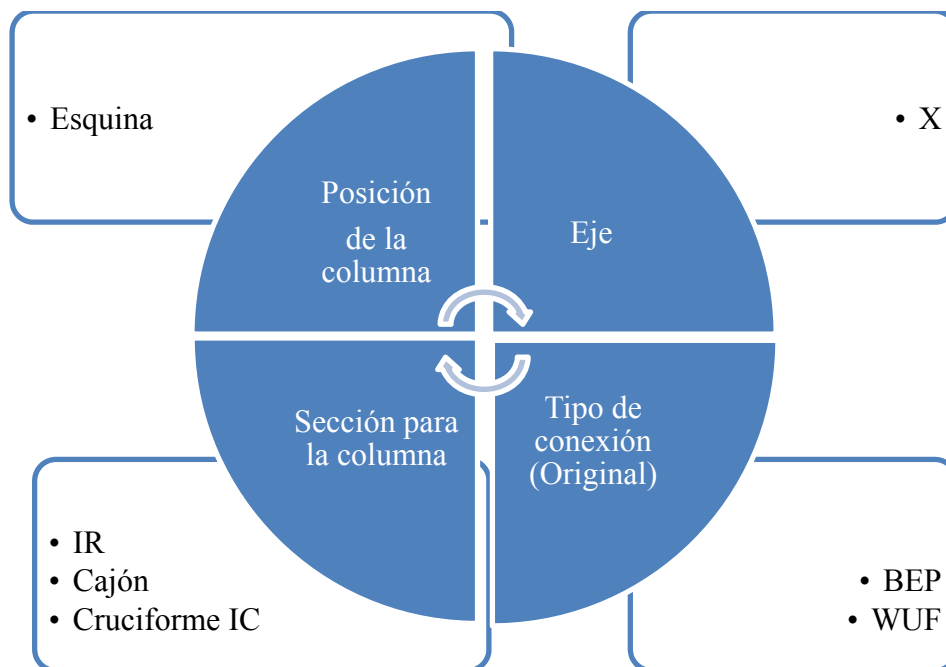


Figura 1-4 Variantes en las conexiones a evaluar.

Como se observa en la figura anterior, se evaluarán conexiones similares a las precalificadas, pero con los ajustes que se realizan en la práctica en nuestro país. Una de estas variantes es el tipo de la sección transversal de la columna; para edificios, en caso de conectar a momento por ambos ejes de la columna, lo ideal sería usar secciones cerradas, tales como perfiles huecos circulares (Figura 1-5) o rectangulares (Figura 1-6), o bien, secciones cajón armadas de cuatro placas con soldaduras de penetración o de filete (Figura 1-7). Además, se exploran secciones “abiertas”, tales como el perfil IR (Figura 1-8) o cruciforme (Figura 1-9).

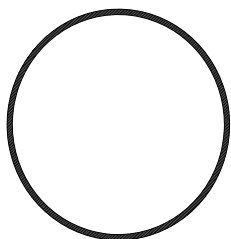


Figura 1-5 Perfil hueco circular.

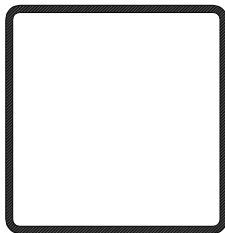


Figura 1-6 Perfil hueco rectangular.

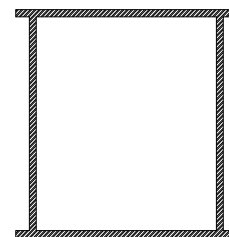


Figura 1-7 Sección cajón.

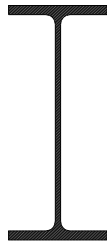


Figura 1-8 Perfil I rectangular.

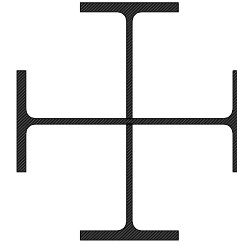

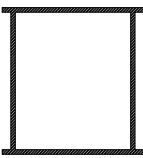
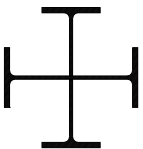


Figura 1-9 Sección cruciforme.

Sobre los diez tipos de conexiones precalificadas a la fecha (AISC 358-16 2016), no se exploran todas debido a que algunas de ellas no suelen ser muy comunes en nuestro país, tal es el caso de las conexiones Kaiser, ConXtech ConXL, SidePlate y Simpson Strong-Tie por ser de patente, o las conexiones de sección reducida (RBS) y la conexión a momento con doble T que no son de uso común en la práctica local. En resumen, el presente trabajo se enfocará a evaluar los tipos de conexiones descritos en la Tabla 1-1 y la Figura 1-10, de donde es importante mencionar que de los tres distintos tipos de conexiones en estudio, se explora únicamente el caso de una de ellas llegando al alma de un perfil de sección IR, esto debido a que este es uno de los arreglos más comúnmente encontrados en nuestro país. La nomenclatura mostrada en la tabla se desglosa de la siguiente manera:

Tabla 1-1 Matriz de conexiones a evaluar

| PERFIL COLUMNA | CONEXION PRECALIFICADA ORIGINAL | | | |
|---|---------------------------------|-------------------|----------------------------------|-------------------|
| | Bolted End Plate (BEP) | | Welded Unreinforced Flange (WUF) | |
| | Alma | Patín | Alma | Patín |
|  | | IR - PEA - P - IR | IR - PVS - A - IR | |
|  | | | | IR - PVS - P - CC |
|  | | IR - PEA - P - IC | | |

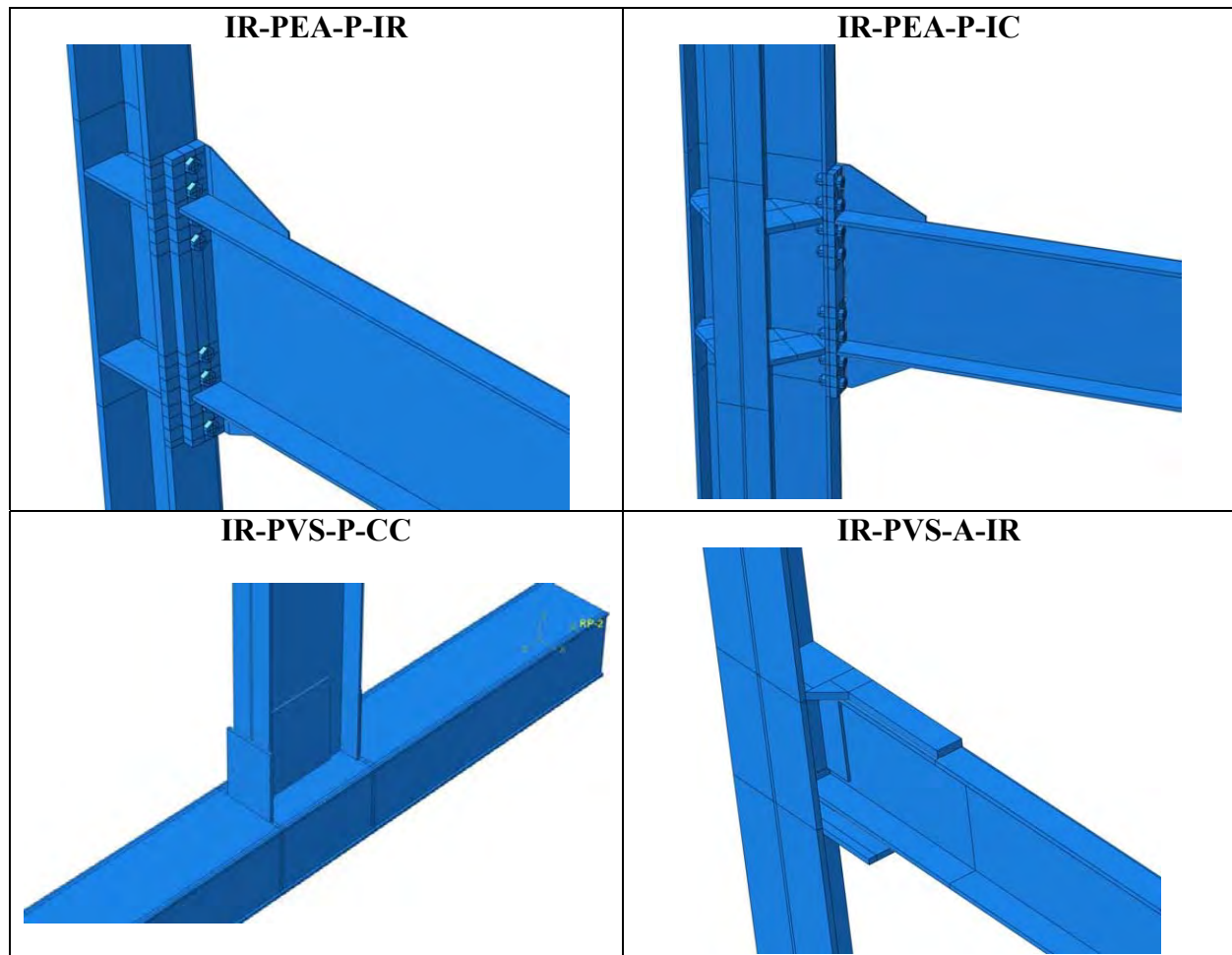
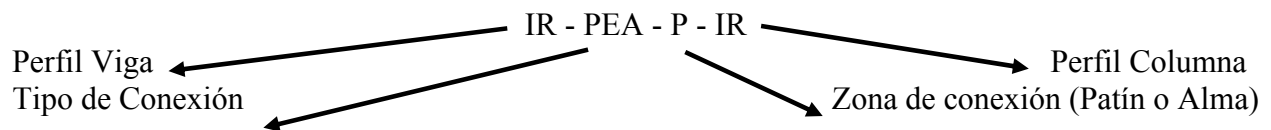


Figura 1-10 Conexiones a modelar en Abaqus.

La nomenclatura empleada en las tablas anteriores se describe enseguida:



1.3 Objetivo general

El objetivo del trabajo es evaluar el comportamiento de conexiones rígidas de acero estructural que son típicas en la práctica local y definir cuáles de ellas son potencialmente aplicables en marcos dúctiles.

1.4 Objetivos específicos

Los objetivos específicos del presente trabajo son:

- Analizar mediante modelos de elemento finito la eficiencia de ciertas conexiones precalificadas (BEP y WUF) para verificar su comportamiento considerando las modificaciones de las que son objeto en nuestro país.
- Evaluar el desempeño de conexiones con diferentes secciones de columna. Se evalúan conexiones de vigas IR a columnas cajón de cuatro placas, secciones cruciformes armadas de dos perfiles IR laminados y perfiles IR con vigas conectadas a su alma.
- Identificar los modos de falla en cada prototipo de conexión.
- Identificar dentro de las conexiones que se evalúan, cuales califican para usarse en marcos de ductilidad ordinaria (OMF), cuales califican para usarse en marcos de ductilidad intermedia (IMF) y cuales califican para usarse en marcos de ductilidad alta o especial (SMF).
- Elaborar recomendaciones de diseño.

1.5 Organización de la tesis

El capítulo 1 hace un planteamiento de la problemática en la práctica local respecto al diseño de conexiones viga-columna de acero y, a partir de esta, plantea los objetivos de la presente tesis. Además, se presentan las conexiones que se evalúan en este trabajo.

El capítulo 2 presenta una recopilación del estado actual del conocimiento referente al tema de conexiones rígidas de acero, con particular énfasis en los estudios que sirvieron de base para evaluar las conexiones precalificadas por el AISC, así como aquellos estudios enfocados en la simulación numérica con análisis de elementos finitos.

En el capítulo 3 se presentan las recomendaciones existentes con relación a las conexiones en estructuras de acero, en general estas recomendaciones resultan de la enseñanza que dejó el sismo de Northridge. Así mismo, se presentan algunos de los documentos y estudios efectuados posteriores a este evento.

En el capítulo 4 se hace una descripción de manera breve del método de los elementos finitos. Los resultados de los análisis de las conexiones que se evalúan numéricamente a partir del método de los elementos finitos se presentan en el capítulo 5. Finalmente, en el capítulo 6 se presentan las conclusiones a las que se llega con los resultados obtenidos del método de elemento finito.

1.6 Alcances y limitaciones

La presente tesis se limita a estudiar únicamente conexiones rígidas para marcos entre vigas IR a columnas de diversos tipos, con diversas variaciones (vigas llegando tanto a patín como a alma de la columna, columnas de tipo OC, así como columnas armadas en cajón). Por lo tanto, quedan fuera de interés de este estudio conexiones simples y semirrígidas.

CAPÍTULO II

ANTECEDENTES

2.1 Tipos de marcos

El marco es uno de los principales sistemas estructurales que se emplean para la construcción de edificios. En su configuración más simple, se forma por dos columnas y una viga que las une entre sí, transmitiendo fuerzas de compresión, tensión, cortantes y momentos flexionantes mediante conexiones generalmente rígidas. Usualmente se idealiza un marco como un sistema compuesto de barras (Figura 2-1), esto es válido considerando que tanto para las vigas como para las columnas una de sus dimensiones (longitud) es mucho mayor que las dos restantes (sección transversal).

En general, los marcos se clasifican en dos principales grupos, por un lado los marcos rígidos o resistentes a momento (Figura 2-2) y por otra parte los marcos contraventeados o arriostrados (Figura 2-3). Estas configuraciones pueden emplearse en una estructura por separado, o inclusive con una combinación entre ellas (Figura 2-4). Ambos grupos cuentan con especificaciones de diseño en las NTC-DCEA (2004) y en la normativa sísmica del AISC (AISC 341-16 2016). El marco rígido o marco a momento es uno de los sistemas estructurales más comunes, siendo sus principales ventajas la ductilidad que puede desarrollar con un buen detallado y los claros que brinda minimizando las interferencias con los accesos y con el proyecto arquitectónico. Los marcos contraventeados o arriostrados son sistemas estructurales muy adecuados para limitar los desplazamientos laterales de la estructura.

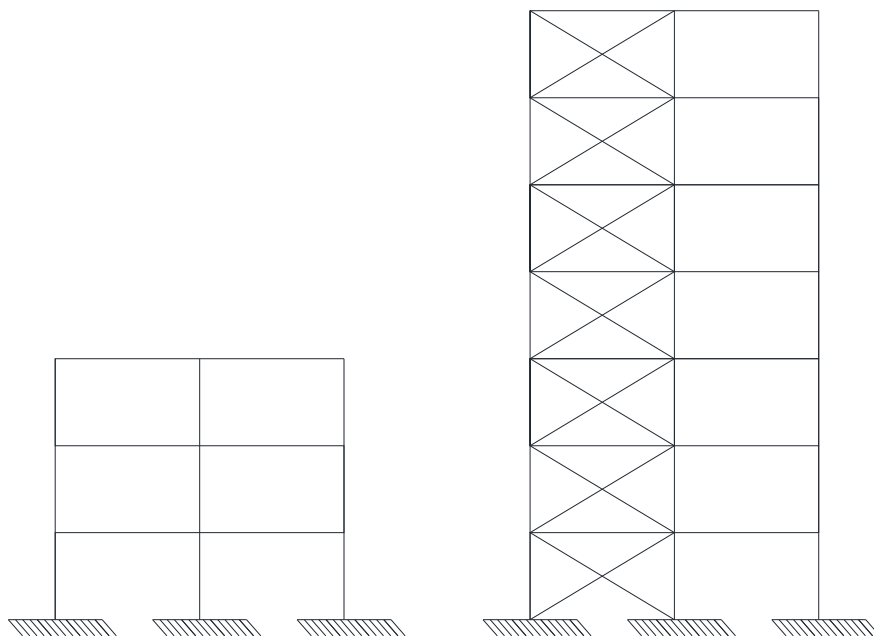


Figura 2-1 Marcos rígido y arriostrado. Adaptado de De Buen López De Heredia (1980).

Los marcos rígidos se caracterizan por tener conexiones rígidas o conexiones a momento entre sus elementos (vigas y columnas) de tal manera que, sin necesidad de elementos adicionales como contravientos o muros, se resistan todas las acciones gravitacionales y las cargas laterales producto de vientos o sismos (De Buen López De Heredia, 1980).



Figura 2-2 Sistema con marcos rígidos en ambas direcciones. Yong, S. (2011)
<https://www.theatlantic.com/photo/2011/05/scenes-from-china/100068/>



Figura 2-3 Sistema de marcos arriostrados en ambas direcciones. Brzev, S. (s.f.)
<https://www.nexus.globalquakemodel.org/gem-building-taxonomy/overview/glossary/braced-frame-lfbr>



Figura 2-4 Marcos rígidos en un sentido y arriostrados en el otro. <http://www.sceindy.com/vugcat.html>

Un concepto clave para el entendimiento de la problemática que involucra el estudio de las conexiones de acero es la ductilidad, se define a un material dúctil como aquel que es capaz de ir más allá de deformaciones inelásticas sin perder su fuerza, otra definición señala a la ductilidad como la capacidad de un material para deformarse plásticamente sin llegar a la fractura (Bruneau et al. 2011).

Los marcos rígidos, se pueden clasificar de acuerdo al grado de ductilidad que de ellos se espera en tres grupos: OMF, IMF y SMF (AISC 341-16 2016). Estas tres categorías tienen su origen en los trabajos de investigación realizados por el FEMA posteriores a los sismos de Northridge. A partir de este evento y después de auspiciar una serie de proyectos integrales de investigación (de campo y experimental), este organismo emitió una serie de reportes destinados a revisar el estado del arte en las conexiones previas al sismo de Northridge, el comportamiento de las mismas, la soldadura empleada, las fallas que se presentaron y a partir de ello, generar lineamientos que habrían de seguirse en lo sucesivo para garantizar un comportamiento adecuado de las nuevas estructuras ante sismos. Uno de los aportes realizados fue el categorizar los tipos de marcos a partir de indicar sus limitaciones y restricciones (FEMA-302 1997) y la emisión de un documento con recomendaciones sísmicas para nuevas estructuras de acero en el cual se abunda más en cada sistema y las conexiones requeridas para cada uno de ellos y en el ángulo de distorsión requerido mínimo para cada sistema (FEMA-350 2000). Enseguida se da una breve descripción de los tres tipos de marcos citados.

2.1.1 Marcos de ductilidad ordinaria (OMF)

Diseñados para proveer una capacidad de deformación inelástica mínima en sus miembros y conexiones. A diferencia de los sistemas IMF y SMF, en este no se especifica un valor de distorsión específico; sin embargo, pese a no indicar un valor, el objetivo de estos marcos es evitar un

comportamiento no dúctil en la respuesta a carga lateral. Se pueden emplear conexiones totalmente restringidas (FR) así como parcialmente restringidas (PR) (AISC 341-16 2016).

2.1.2 Marcos de ductilidad intermedia (IMF)

Se espera que provean una capacidad de deformación inelástica limitada a través de la fluencia por flexión de las vigas y columnas y la fluencia por cortante de la zona panel de la columna. El diseño de las conexiones de vigas a columnas, así como la zona panel y las placas de continuidad deberán basarse en pruebas que verifiquen que la conexión es capaz de permitir un ángulo de distorsión de al menos 0.02 radianes; así mismo, la resistencia de la conexión determinada en la cara de la columna deberá ser (a una distorsión de 0.02 radianes) de al menos el 80% del momento nominal plástico de la viga conectada. Para lograr esto, se podrán emplear conexiones precalificadas (AISC 358-16 2016), o bien emplear una conexión que se pruebe y califique ante cargas cíclicas de acuerdo a los requerimientos del capítulo K.2 (AISC 341-16 2016).

2.1.3 Marcos de ductilidad especial (SMF)

En este tipo de marcos se espera que, durante eventos sísmicos de alta intensidad, provean una capacidad de deformación inelástica significativa a través de la fluencia por flexión de las vigas y fluencia limitada de la zona panel en la columna. Excepto en sistemas donde se permita otro mecanismo, las columnas deberán diseñarse para ser más fuertes que las vigas una vez que estas han fluido o endurecido por deformación por completo. Además, se permite fluencia por flexión en la base de las columnas. El diseño de las conexiones de vigas a columnas, así como la zona panel y las placas de continuidad deberán basarse en pruebas que verifiquen que la conexión es capaz de permitir un ángulo de distorsión de al menos 0.04 radianes, en este punto, la resistencia de la conexión determinada en la cara de la columna deberá ser de al menos el 80% del momento nominal plástico de la viga conectada (Figura 2-5). Para lograr esto, al igual que para los marcos tipo IMF, se podrán emplear conexiones precalificadas (AISC 358-16 2016), o bien emplear una conexión que se pruebe y califique ante cargas cíclicas de acuerdo a los requerimientos del capítulo K.2 (AISC 341-16 2016).

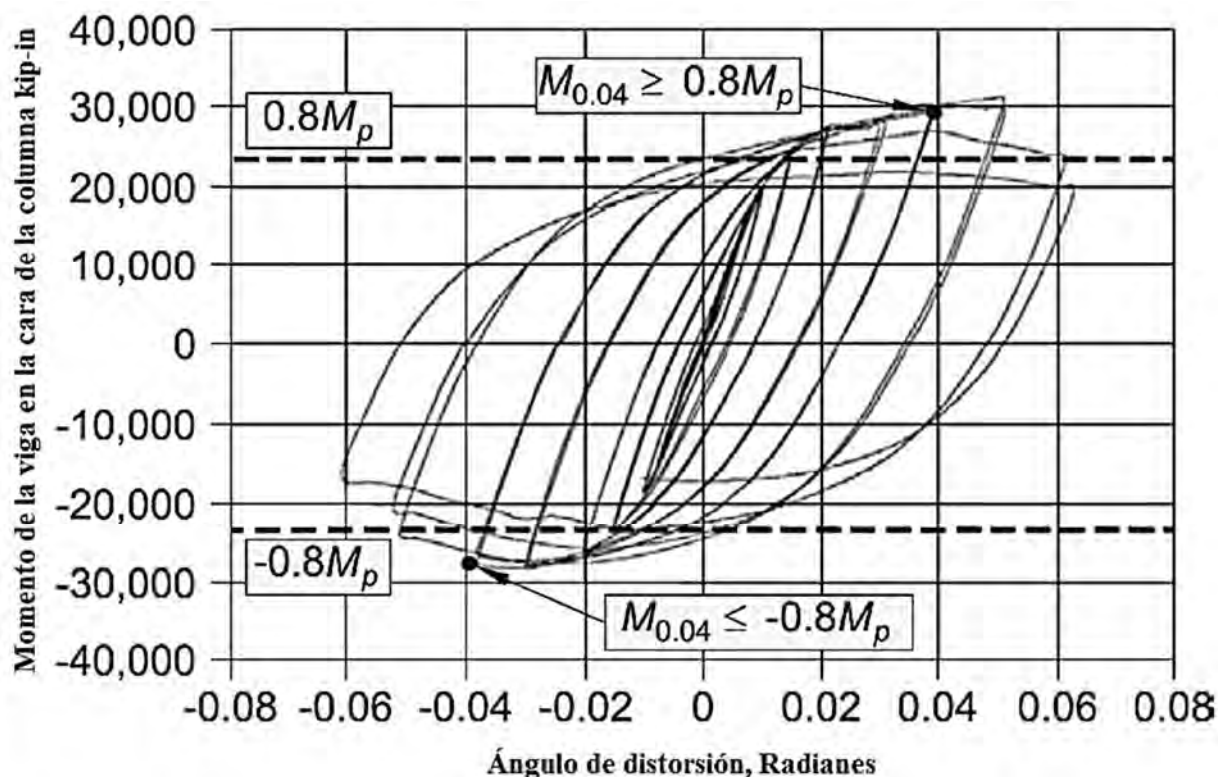


Figura 2-5 Degradación aceptable para marco tipo SMF (AISC 341-16 2016).

2.2 Tipos de conexiones

El AISC clasifica las conexiones de acuerdo al grado de restricción al giro que presentan al aplicarse las cargas sobre las estructuras. Los principales dos grupos son las conexiones totalmente restringidas (FR, *Fully restrained*) y las parcialmente restringidas (PR, *Partially restrained*).

En las conexiones totalmente restringidas (conexiones a momento), las conexiones son tan rígidas que prácticamente no se modifican los ángulos originales entre los miembros conectados al cargarse (Figura 2-6); éstas se diseñan para resistir por completo el cortante y el momento flexionante (Vinnakota 2006).

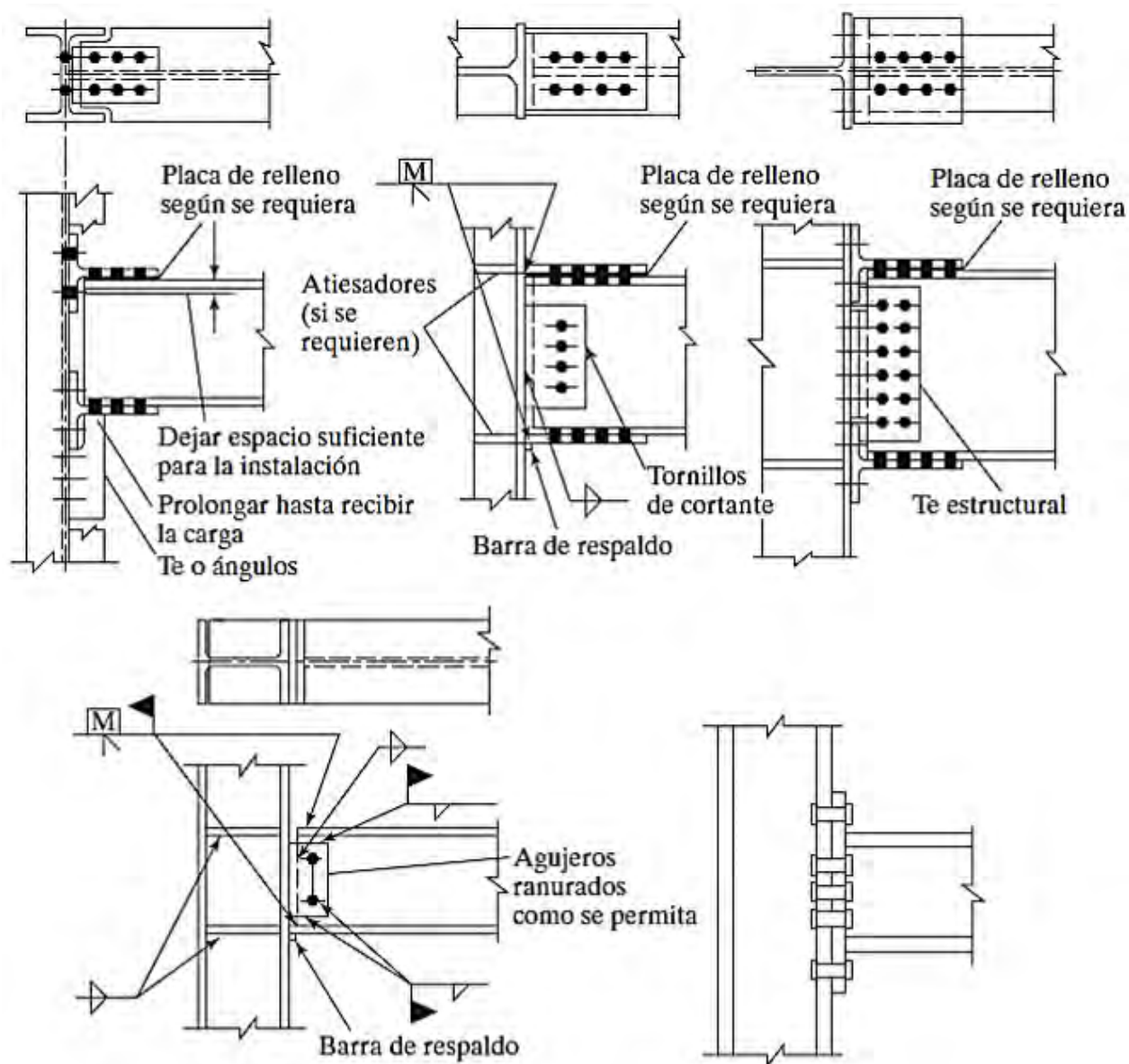


Figura 2-6 Conexiones rígidas no esta citada o a momento tipo placa extremo atornillada (McCormac y Csernak 2012).

Al emplear conexiones simples (o a cortante), los elementos son libres de rotar y por lo tanto no se transfieren momentos de la viga a la columna como se aprecia en la Figura 2-7. Por último, las conexiones semirrígidas o parcialmente restringidas (PR) son insuficientes para mantener la unión sin cambios en el ángulo que forman. Las conexiones semirrígidas mostradas en la Figura 2-8 tienen un comportamiento medio entre las conexiones simples y las completamente restringidas.

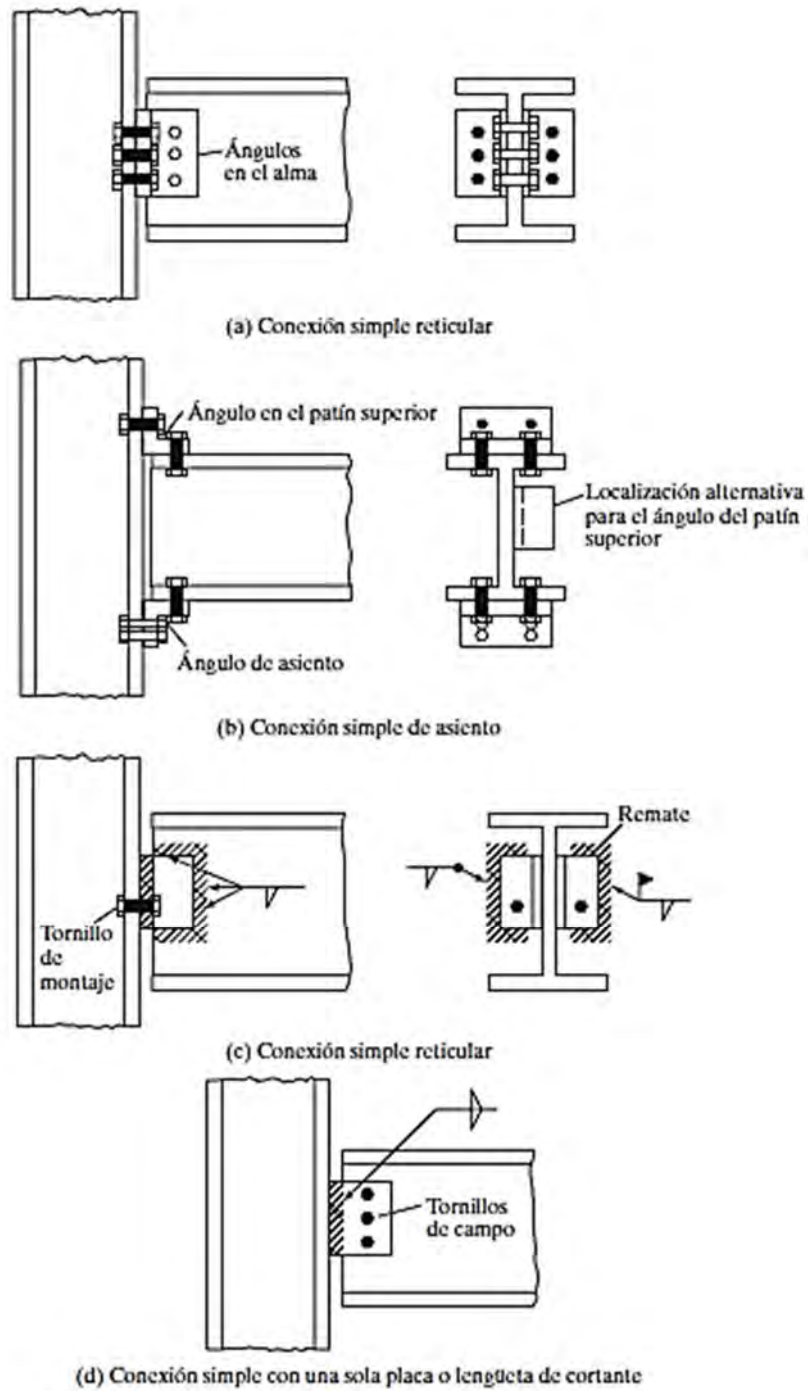


Figura 2-7 Algunos ejemplos de conexiones simples (McCormac y Csernak 2012).

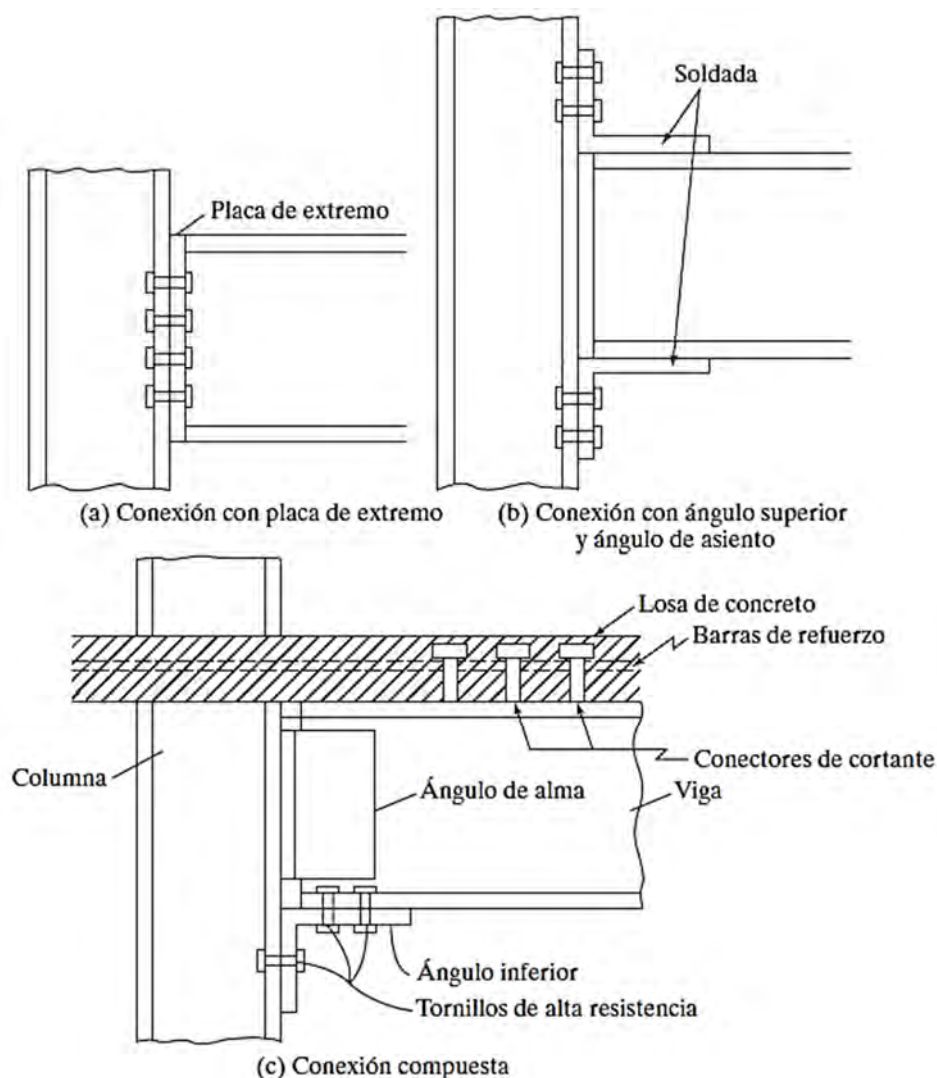


Figura 2-8 Ejemplos de conexiones semirrígidas (McCormac y Csernak 2012).

Estrictamente hablando, en la realidad, todas las conexiones son semirrígidas, pues es imposible garantizar tanto una total, como una nula restricción al giro en cualquier conexión. Por ello se establecen ciertos rangos para estas clasificaciones; e.g. una conexión con rigidez del 0 al 20% se considera una conexión simple, entre el 20 y 80 % de restricción rotacional se trata de una conexión semirrígida y por último, una conexión con una rigidez entre 80 y 100% es una conexión rígida como se ilustra con la Figura 2-9. El tipo de conexión empleado en una estructura, tiene influencia directa con el porcentaje del momento que se transmite como se observa en la Figura 2-10. El único método exacto para determinar el grado de restricción de una conexión es realizando modelos reales de las mismas y someterlos a pruebas experimentales. Es importante destacar que por lo general el comportamiento de las conexiones no es lineal, aunque los miembros que conecta se encuentren en estado elástico (Vinnakota 2006).

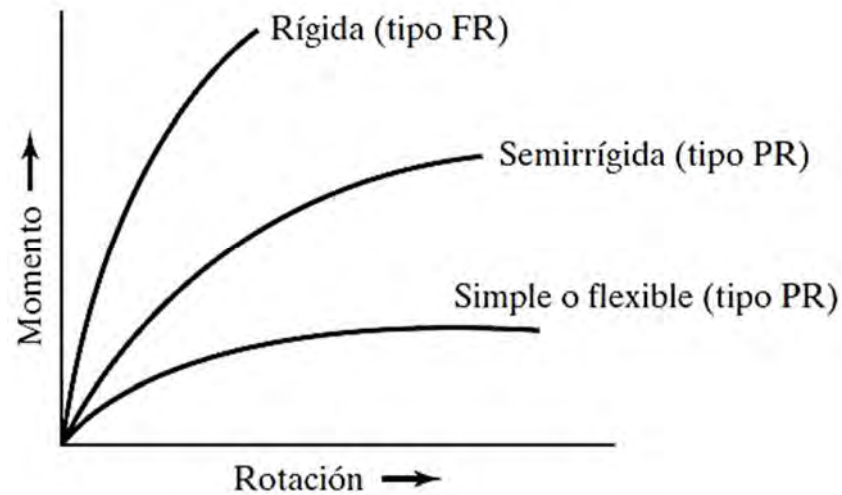


Figura 2-9 Curvas típicas para los tres grupos de conexiones (McCormac y Csernak 2012).

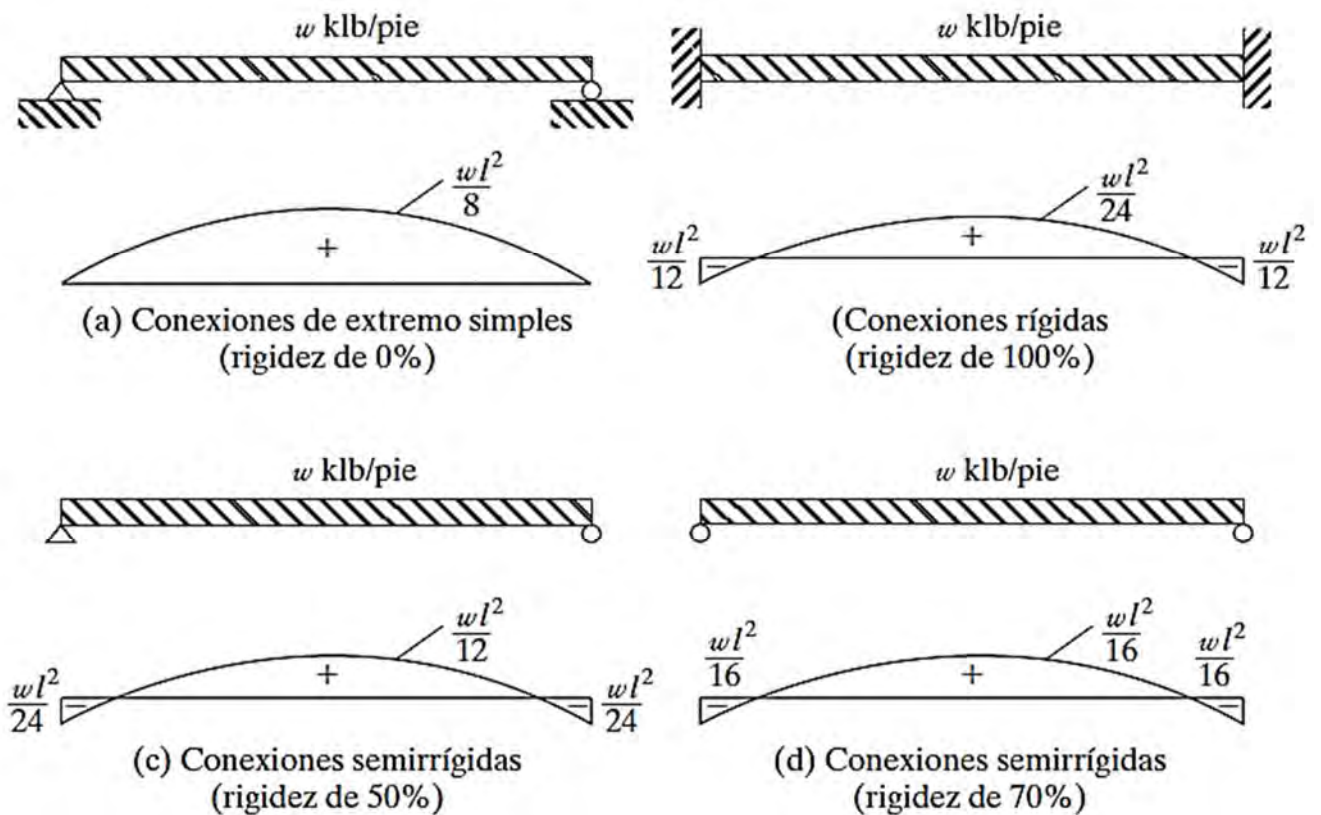


Figura 2-10 Se muestra como el tipo de apoyo considerado influye en el porcentaje de momento que se transmite en la conexión (McCormac y Csernak 2012).

Sobre la conveniencia del tipo de conexión a emplearse en cierto proyecto (i.e. simple, rígida o semirrígida) no existe una regla fija, aunque en general se adopta que los marcos contraventeados tengan principalmente conexiones viga-columna de tipo simple (dado que el marco será reforzado contra el desplazamiento lateral con los contravientos), mientras que para marcos a momento se requiere de la completa rigidez de las conexiones (Vinnakota 2006).

Así, la mayoría de las normas de diseño de estructuras de acero fomentan los siguientes requisitos generales para las conexiones en donde se esperan que se conecten elementos que pueden desarrollar articulaciones plásticas:

- (1) Ser lo suficientemente resistentes
- (2) Ser dúctiles (proporcionar capacidad adecuada de rotación)
- (3) Comportarse de manera predecible para proporcionar la restricción necesaria
- (4) Simples de fabricar y ensamblar (Vinnakota 2006).

2.3 Aspectos generales de conexiones

En la generalidad de los casos, el ingeniero estructural es el responsable de la propuesta y diseño de la estructura, incluyendo desde luego las conexiones. En las conexiones es primordial garantizar la efectividad de la misma mediante una revisión matemática con la cual se revisen todos los estados límites a los que esta se verá sometida, pero sin descuidar la factibilidad, sencillez y economía de la conexión. Sin embargo, no resulta poco común encontrar en la práctica local conexiones que, si bien son válidas en el papel y con un soporte matemático que respalda una suficiente resistencia, en algunos casos no son del todo factibles de fabricar en la realidad, o no al menos de una manera práctica; ahí radica la importancia de que la persona encargada de realizar el diseño tenga la sensibilidad y, en la medida de lo posible, el conocimiento del proceso de fabricación de la estructura de acero, esto para poder tener un panorama más amplio y a detalle de todas las cuestiones que implica lo que se está proponiendo en el diseño estructural de las conexiones.

Una alternativa que se toma con frecuencia es el adaptar recomendaciones para conexiones certificadas en otros países. En México usualmente se suelen seguir las especificaciones del AISC de Estados Unidos. Si bien esta opción no se puede rechazar por completo, no es tampoco del todo válida, pues todas las conexiones ahí presentadas han sido analizadas y evaluadas bajo condiciones y prácticas de Estados Unidos, no para México, donde en algunos casos se suelen llevar a cabo modificaciones a las conexiones precalificadas como tales.

Siempre es deseable buscar la opción más simple en cuanto a la conexión; sin embargo, la elección no resulta sencilla a simple vista, pues existe una amplia gama en cuanto a costo, factibilidad y desempeño, entre otros. Inevitablemente al favorecer algún detalle o característica de una conexión, se descuidan otras. Por ejemplo, una conexión que facilita el montaje en campo (piénsese en una conexión tipo árbol), implica que los embarques de las columnas a obra no sean tan eficientes como se desea, pues la adición de los muñones a las columnas implica un mayor volumen en la plataforma como se aprecia en la Figura 2-11. Observando este caso, quizás lo idóneo con fines de transporte sería enviar a obra solo las “cañas” (el perfil principal de la columna

sin accesorios) y en obra conectar directamente las vigas mediante soldadura. Sin embargo, esto conlleva el tener en campo personal capacitado y certificado para las labores de soldadura. Además, la tarea toma más tiempo que las conexiones atornilladas, sin mencionar condiciones especiales (e.g. suficiente energía eléctrica en obra, contemplar la renta de generadores); otra cuestión a tener en consideración es el clima que permita soldar de manera adecuada, o en su defecto esperar a que se presenten las condiciones climáticas idóneas (sin lluvia, sin nieve, sin ráfagas de viento) para realizar las soldaduras en campo. Así pues, la respuesta a “¿cuál es la conexión idónea?” es sumamente compleja, puesto que no hay solo una respuesta correcta. Así, la mejor elección de la conexión depende de "n" factores, como el tipo de elementos que se conectan, el recurso disponible humano y de equipo, costos, tiempos de montaje requeridos, condiciones del sitio, etc. Así mismo, en esta elección es determinante la experiencia del ingeniero estructural y del fabricante.



Figura 2-11 Embarque a obra de columnas con muñones, nótese la complicación en el transporte (Fotografía: Sifuentes, J., 2017).

2.4 Influencia de la estructuración en la concepción de conexiones de acero

Una de las principales dudas que condujo al desarrollo del presente estudio fue, ¿cómo es el comportamiento de una conexión cuando se conecta de manera rígida en ambos ejes de una columna IR? (Figura 2-12), o bien cuando se conecta de manera rígida solo a través del eje débil de una columna IR. Estos casos, si bien no son prácticas estrictamente prohibidas, tampoco dan la certidumbre de desarrollar un comportamiento adecuado. A la fecha, aunque existen estudios previos acerca del comportamiento de las conexiones que llegan al eje débil de una columna [e.g. Rentschler et al., 1978; Pourbohloul et al., 1983; Sang-Dae et al., 2007; Saraswati et al., 2008 entre otros], aún no se puede considerar un tema lo suficientemente estudiado y ensayado en laboratorio. Por ello dentro de su catálogo de conexiones precalificadas, el AISC no contempla ninguna conexión que llegue al alma de una columna IR. La gran mayoría de las conexiones que aparecen en la vigente norma de sismo del AISC (AISC 341-16 2016) consisten de vigas que se conectan a los patines de la columna IR (eje fuerte), en cuyo caso existen diversas opciones (e.g.

hueso de perro, placa extremo atornillada, placas atornilladas en los patines de la viga, patines de la viga soldados directamente, soporte atornillado tipo Kaiser, placa lateral (*SidePlate*), cubreplaca Simpson (*Simpson Strong-Tie*) y Doble T atornillada.



Figura 2-12 Conexión rígida en ambos ejes de una columna de sección IR, práctica común en México.
Cortesía: Ing. Jesús Mario Magallanes Andrade.

Una de las razones fundamentales de que solo se hayan precalificado a este momento conexiones que llegan a los patines de las secciones IR, obedece a que en Estados Unidos las columnas preferentemente se conectan a momento con los patines, produciendo compresión y flexión solo en la dirección de su eje de mayor inercia, en tanto que para el otro eje se recurre al uso de contravientos o muros de cortante. En México, el conectar indistintamente a momento por ambos ejes de la columna, conlleva a que lo ideal sea emplear como columnas secciones con inercias y módulos de sección similares en ambos ejes por ejemplo, perfiles tubulares huecos (circulares, cuadrados o rectangulares), o bien secciones armadas con cuatro placas en forma de cajón como se muestra en la Figura 2-13.

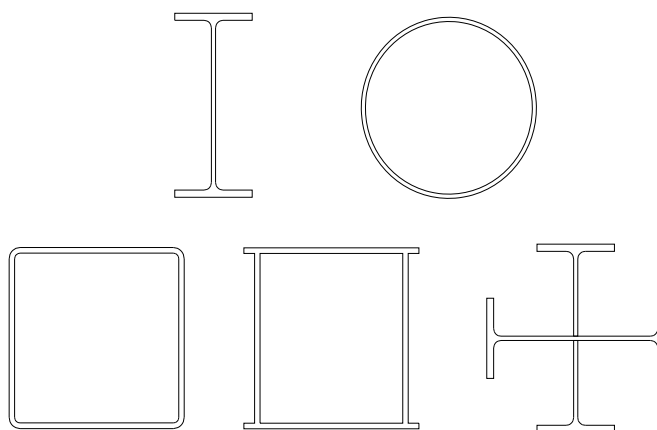


Figura 2-13 Tipos de secciones empleadas como columnas comúnmente en México, de izquierda a derecha y de arriba a abajo, IR, OC, PTE, CC e IC.

Es conveniente hacer énfasis en la diferencia notable entre los criterios de estructuración seguidos en México con los que se acostumbran en Estados Unidos. Históricamente en México se suelen emplear principalmente para ambas direcciones (Figura 2-14) marcos a momento de ductilidad ordinaria (OMF), o en algunos casos marcos de ductilidad intermedia (IMF) o especial (SMF), inclusive cuando se utilizan columnas con perfiles IR.

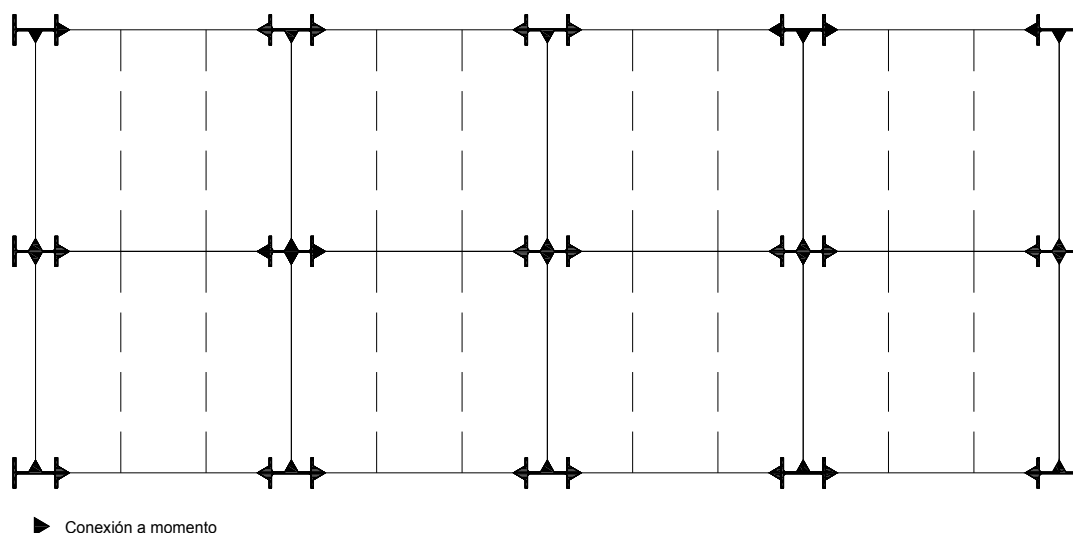


Figura 2-14 Vista en planta de una estructura típica en México; la estructuración consiste de marcos rígidos y conexiones a momento en ambas direcciones principales. Adaptado de (Perea Olvera y Mendoza Díaz 2012).

Este perfil favorece la conexión a momento solo cuando la viga se conecta al patín debido a que en este lado es simple de conectar, además de que la viga transfiere flexión en la columna alrededor de su eje con mayor inercia; sin embargo, no es un caso ideal cuando la viga se conecta al alma debido a que ésta proporcionará flexión alrededor del eje de menor inercia de la columna, además de que se requieren diversos elementos adicionales en la fabricación de la conexión (Figura 2-15 y Figura 2-16).



Figura 2-15 Columnas con elementos para conectar a momento en el eje débil (Fotografía: Sifuentes, J., 2017).

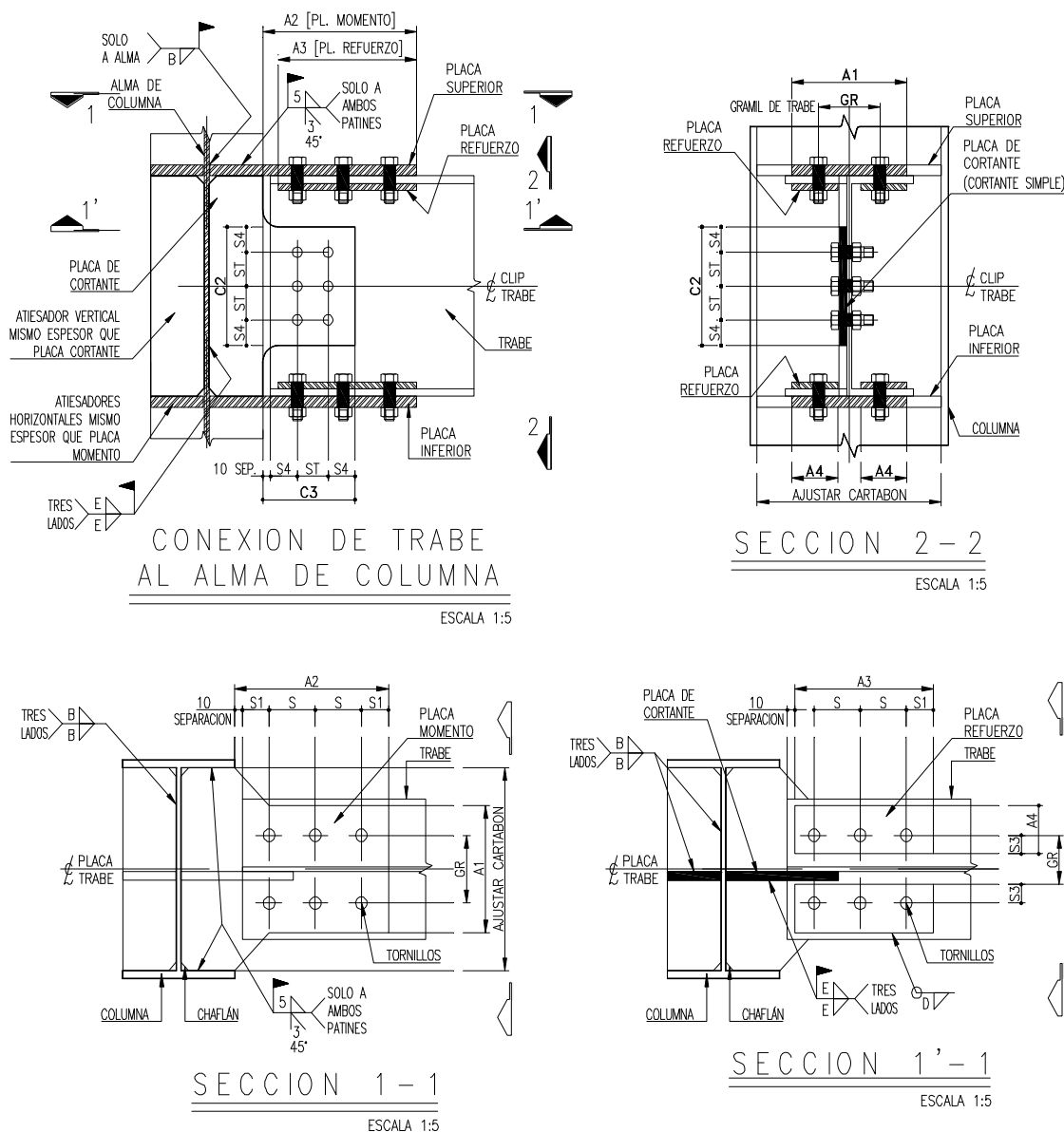


Figura 2-16 Detalle de conexión rígida de viga en alma de columna IR (típica en México).

Al conectar de manera rígida todas las vigas, con el fin de tener una alta redundancia estructural, se incrementan los costos de la estructura no solo por el material excedente, mano de obra y grado de dificultad en la fabricación de la conexión, sino sobre todo por la inspección que se requiere para garantizar el buen desempeño de las conexiones rígidas (Perea Olvera y Mendoza Díaz 2012). Una de las desventajas de esta estructuración es que la columna trabaja en compresión y flexión alrededor de los dos ejes principales como se observa en la Figura 2-17.

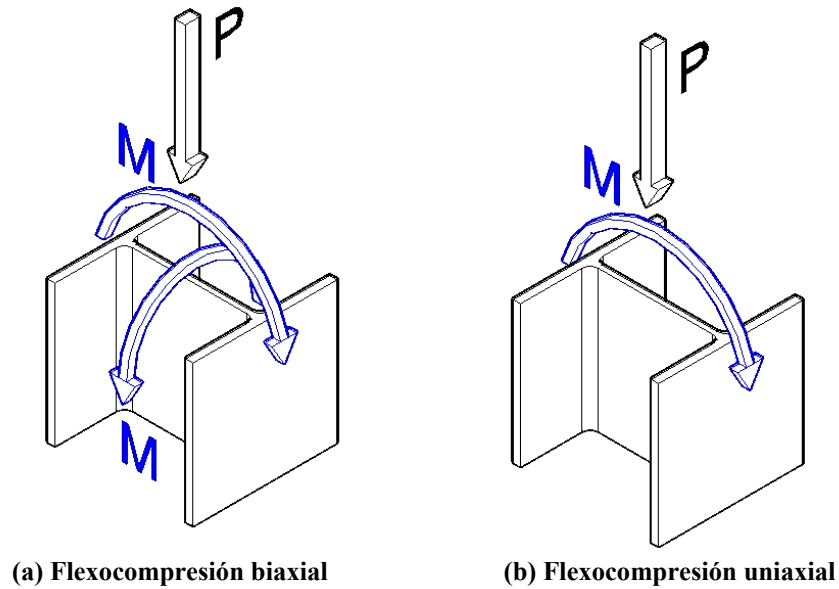


Figura 2-17 Fuerzas internas en columna IR (por simplicidad en la figura no se incluyen fuerzas cortantes).

En contraparte, en Estados Unidos, es usual emplear marcos rígidos en una dirección con vigas conectadas a los patines de columnas IR laminadas y con marcos arriostrados en la otra dirección como se muestra en la Figura 2-18. Este arreglo tiene la ventaja de que la columna trabaja solo en compresión y flexión alrededor de su eje de mayor inercia (Figura 2-17).

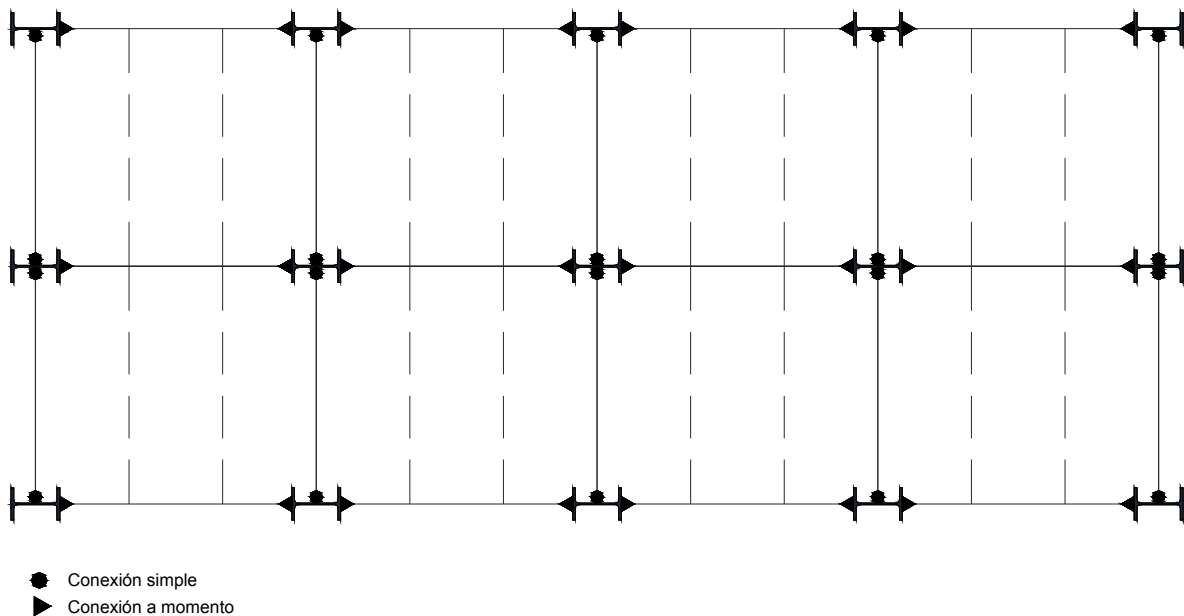


Figura 2-18 Estructuración típica en Estados Unidos.

Con base en lo anterior y pese a que lo ideal es buscar la simetría en ambos ejes de las columnas, en la estructuración típica de edificios de acero en México (i.e. con marcos a momento, marcos contraventeados, o bien una combinación de ambos) una de las secciones predominantes para vigas y columnas es el perfil laminado I (llamado IR por el IMCA, o W por el AISC). La elección de este perfil laminado obedece a diversos factores, entre los principales esta la simplicidad en la fabricación con respecto a los perfiles armados de placa, así como el costo respecto a otros perfiles laminados como el perfil tubular hueco (llamado PTE por el IMCA, o HSS por el AISC).

Una de las grandes ventajas de la sección IR es su maquilado simple en taller, habitualmente los perfiles IR requieren poco trabajo en planta, el cual puede incluir cortar a la medida, barrenar y despatinar (cuando sea requerido). A diferencia, las secciones I armadas de placa denominadas como “IS” (IMCA, 2002) o secciones armadas en cajón en las cuales, además de los trabajos comentados, se requiere aplicar cordones de soldadura para conformar la propia sección. Adicionalmente, las secciones laminadas IR son perfiles relativamente fáciles de adquirir en el mercado nacional con peraltes de hasta 762 mm. (30 pulgadas); no sucede lo mismo con los perfiles tubulares huecos HSS, los cuales en la mayoría de los casos llegan a tamaños disponibles de hasta 406 mm. (16 pulgadas) para secciones cuadradas, en tanto para las secciones circulares el tamaño máximo disponible comercialmente llega usualmente hasta 508 mm. (20 pulgadas). Una alternativa cuando se requieran resistencias mayores en perfiles PTE (HSS) es rellenar con concreto la sección hueca, o bien utilizar secciones armadas de cuatro placas de mayores dimensiones, o bien la aplicación de ambas soluciones.

Así pues, en caso de optar por columnas simétricas de sección cuadrada ya sean perfiles de línea (PTE o HSS), o bien secciones armadas, uno de los principales inconvenientes con el que hay que lidiar es la colocación de diafragmas interiores o exteriores; estos elementos son necesarios para evitar que se presenten efectos de pandeo local en las paredes del tubo. Para resolver esta situación, en la práctica se recurren a diversas alternativas; una de ellas, tratándose de diafragmas interiores, consiste en abrir un hueco o “ventana” en la zona donde se conectarán las vigas para colocar los diafragmas interiores al nivel de los patines de la viga, o bien realizar cortes seccionando la columna, de modo que pueda soldarse directamente los diafragmas colocados en el interior, para después unir y soldar ambos tramos de la columna como se observa en la Figura 2-19.

La opción de colocar diafragmas a través de una “ventana”, si bien es una de las más empleadas, presenta algunas dudas sobre la confiabilidad de la conexión, considerando que resulta sumamente complicado (sino imposible) garantizar una correcta soldadura de los diafragmas interiores en las cuatro paredes del tubo y en ambos lados de la placa. Si bien se puede soldar sin problemas con filete en ambos lados del diafragma en tres paredes formando una “U”, al tapar la ventana solo es posible soldar la última cara por la parte exterior a la columna con soldaduras de tapón o de ranura a través de la placa tapa de la columna como el caso mostrado en la Figura 2-20.

La colocación de los diafragmas en las columnas no es de ninguna manera un tema menor; así pues, otra ventaja del perfil abierto IR (W) contra el perfil cerrado PTE (HSS) es la facilidad en la colocación de diafragmas; por obvias razones siempre será más complejo rigidizar interiormente una sección hueca, las cuales al ser secciones cerradas obligan a procesos de fabricación complejos como los anteriormente descritos.

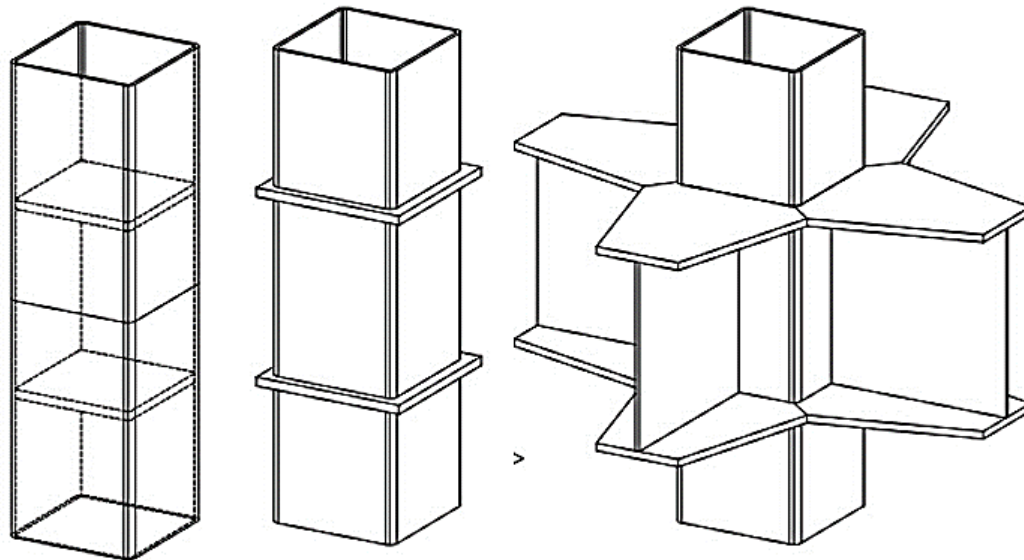


Figura 2-19 Diversos tipos de diafragmas en columnas PTE (HSS). De izquierda a derecha: Diafragma interior a la columna, Diafragma a través de la columna y Diafragma externo a la columna
<http://www.aice.cl/es/archivos/wp-aice-old/uploads/2012/04/Det>



Figura 2-20 Interior de una columna de sección compuesta armada de cuatro placas, solo es posible soldar el diafragma interior con filete en tres de sus cuatro lados, el restante se resuelve usualmente con soldadura de tapón o ranura, se aprecia además la colocación (Fotografía: Sifuentes, J., 2017).

2.5 Prácticas previas al sismo de Northridge

A partir de la década de 1960, los ingenieros comenzaron a considerar los edificios de marcos de acero soldados como uno de los sistemas más dúctiles en los códigos de construcción. Muchos ingenieros creían entonces que los edificios de marcos de acero eran esencialmente invulnerables a los daños estructurales inducidos por terremotos y pensaban que si llegara a producirse tal daño, se limitaría a comportamientos dúctiles tanto de miembros como de conexiones. Un colapso inducido por un terremoto no se creía posible. Como resultado de esta creencia, se construyeron grandes estructuras industriales, comerciales e institucionales que empleaban sistemas de marcos de acero, particularmente en el oeste de los Estados Unidos. Sin embargo, tras los daños ocasionados por el sismo de Northridge cambió radicalmente este paradigma llevando a la postre a numerosos cambios en recomendaciones sísmicas y de diseño (FEMA-350 2000).

Entre las estructuras dañadas por el sismo se encuentran desde casas, apartamentos, carreteras, puentes, tuberías de conducción de gas y edificios; entre los más dañados resultaron los apartamentos de tres niveles; los puentes de acero se comportaron excelentemente y no hay reportes de daños significativos en ellos. El sistema empleado en la mayoría de los edificios fue el de marco dúctil (SMF), en el cual las conexiones rígidas contribuyen a que los elementos que unen aporten la rigidez para soportar las fuerzas laterales (Miller 1997).

2.5.1 Conexiones pre – Northridge

Previo al terremoto de Northridge, el tipo de conexión viga-columna más frecuente consistía en soldar los patines de la viga directamente a la columna mediante cordones de penetración completa, en tanto que el alma de la viga se conectaba con tornillos usando una placa adicional soldada al patín de la columna (Figura 2-21). Este tipo de conexión, conocida hoy en día como “pre-Northridge”, demostró un inadecuado comportamiento debido a la ocurrencia de fracturas frágiles que se produjeron a niveles bajos de demanda plástica y, en algunos casos, aún en rango elástico. En la mayoría de los casos, las fracturas se iniciaron en los cordones de penetración completa que conectaban el patín inferior de la viga. Varias de estas fracturas se propagaron en formas diversas, afectando distintas partes de la conexión (Crisafulli 2014).

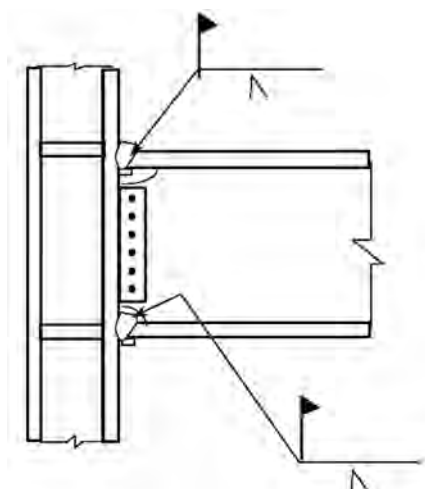


Figura 2-21 Conexión soldada resistente a momento típica previa a 1994 (FEMA-350 2000).

2.5.2 Tipos de fallas detectadas tras Northridge

Este sismo dejó al descubierto que: en primer lugar, la mera ductilidad inherente al acero no era una garantía de que la estructura completa manifestara un comportamiento dúctil ya que los elementos y las conexiones fallaron de manera frágil y en segundo lugar, las conexiones en estructuras de acero empleadas hasta ese momento no eran adecuadas en cuanto al diseño, ni en cuanto a la fabricación. En este evento, la falla típica fue la fractura del patín de la columna a la altura de la soldadura de penetración completa del patín inferior de la viga que lo unía a la columna, propagándose la grieta de manera horizontal al alma de la columna y entonces verticalmente al otro patín de la misma columna (Figura 2-22 y Figura 2-23). Un punto a destacar es que estas grietas no se observaron en el patín superior (Bruneau et al. 2011).



Figura 2-22 Caso de propagación de grietas en una conexión Pre-Northridge (Bruneau et al. 2011).

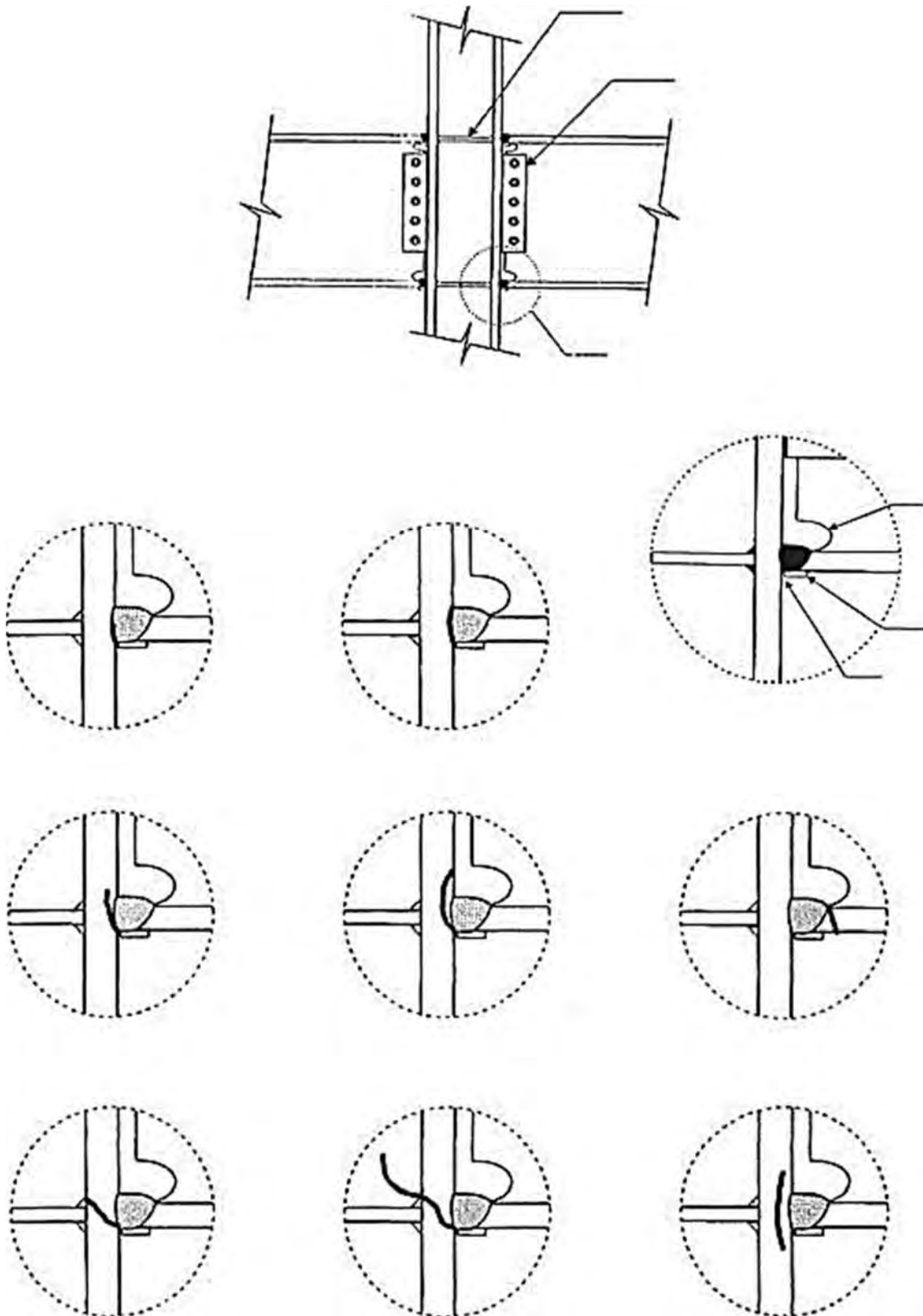


Figura 2-23 Fracturas típicas tras el sismo de Northridge originadas por la placa de respaldo de la soldadura en el patín inferior de la viga (Tamboli 2010).

2.5.3 Causas de las fallas

Las causas de las fallas durante el sismo de Northridge se debieron a muchos factores, entre ellos se puede destacar:

- Mano de obra e inspección
- Diseño de las soldaduras
- Mecánica de fractura
- Elevados esfuerzos de fluencia del metal-base
- Condición de esfuerzos en la soldadura
- Concentraciones de esfuerzos
- Efecto de condiciones de esfuerzos triaxiales
- Radio de carga
- Presencia de losas de piso compuestas

Mano de obra e inspección

Un cierto porcentaje del daño se puede atribuir a defectos en la mano de obra y una inspección deficiente de la misma, contratistas que ocultaban los errores de la construcción, además se encontró que había entre los ingenieros un desconocimiento de los requerimientos de la soldadura y por último se hallaron evidencias de una soldadura de pobre calidad.

Diseño de las soldaduras

El alma de la viga representa un obstáculo al soldar, debiéndose interrumpir el depósito del material de la soldadura en el alma de la viga en cada pasada en el patín inferior, como resultado, hay una alta probabilidad de defectos en la soldadura del patín inferior. Además la evaluación posterior a Northridge de las fracturas en las conexiones reveló que se usaron procedimientos de soldadura con calor excesivo, además de confirmar la presencia de cordones de soldadura muy grandes que en ocasiones rebasaban los límites indicados por el AWS (*American Welding Society*), esto pudo llevar algunos efectos secundarios tanto en el metal de soldadura, como en la zona afectada por el calor del metal base (Tamboli 2010).

Mecánica de fractura

Las barras de respaldo para la soldadura de los patines de la viga antes de 1994 típicamente se dejaban después de realizada la soldadura. Desde una perspectiva de fuerza estas pequeñas barras se percibían como material adicional que se podría dejar en sitio sin detrimentos, sin embargo, desde una perspectiva de la mecánica de fractura el pequeño espacio sin soldar entre la orilla de la barra de respaldo y el patín de la columna es el origen de una grieta que incrementa las tensiones y puede propagarse a través del elemento (Figura 2-24 y Figura 2-25).



Figura 2-24 Propagación de fracturas de la soldadura desde el patín inferior de la viga al patín de la columna y dentro del alma de la columna (Tamboli 2010).

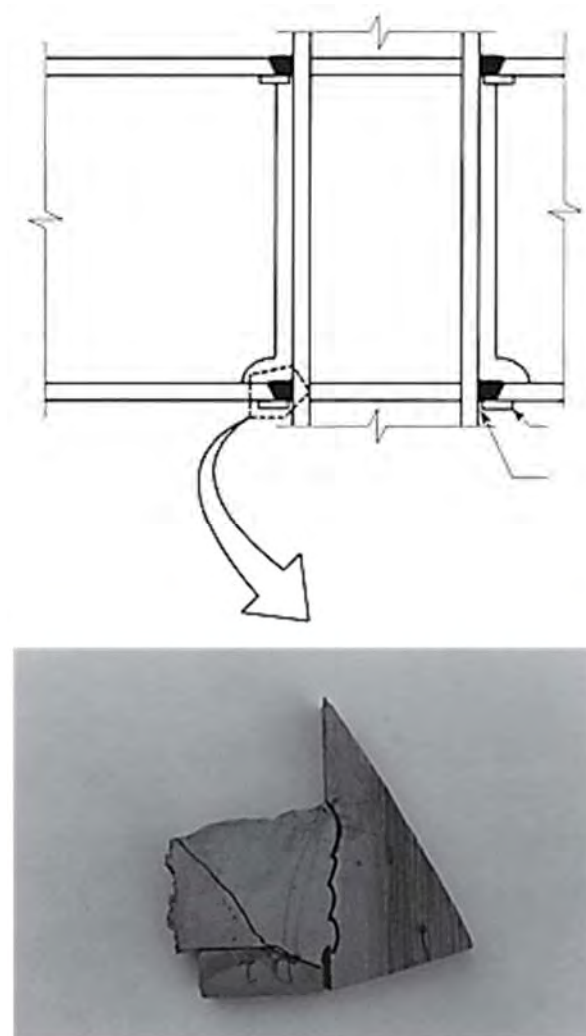


Figura 2-25 Ejemplo de patín inferior de viga fracturada con una grieta originada en el espacio entre la orilla de la barra de respaldo de la soldadura y el patín de la columna (Tamboli 2010).

Elevados esfuerzos de fluencia del metal-base

Muchos ingenieros habían recurrido al uso de acero A-36 para vigas y A-572 Grado 50 para columnas para de este modo cumplir con la filosofía de columna fuerte viga débil. Sin embargo, debido a los cambios en los procesos de fabricación de acero, donde ahora se utilizan pequeños molinos que empleando arco eléctrico y a partir de chatarra producen acero, se han encontrado para aceros A-36 valores promedio de fluencia de 49 ksi y esfuerzos últimos de hasta 69 ksi para aceros A-36 (36 ksi) (Bruneau et al. 2011).

Condición de esfuerzos en la soldadura

El esfuerzo último aplicado a las soldaduras del patín de las vigas se puede estimar si se asume que el alma no puede transferir momentos flexionantes. En efecto, los investigadores han encontrado que los tornillos del alma típicamente se deslizan durante las pruebas, dejando los patines soldados solos para resistir los momentos. Como resultado de las incompatibilidades entre las rigideces de las almas atornilladas y los patines soldados, la resistencia de la conexión se alcanza cuando los patines alcanzan su esfuerzo último a tensión F_u .

Concentraciones de esfuerzos

La ausencia de placas de continuidad en la columna al nivel de los patines de las vigas produce concentraciones de esfuerzos en el patín cerca del alma de la columna. Sin embargo, el uso de placas de continuidad gruesas requiere grandes soldaduras que generan a su vez esfuerzos residuales considerables en la conexión y así otra condición que conduce al inicio de grietas.

Efecto de condiciones de esfuerzos triaxiales

La fluencia requiere el desarrollo de planos de deslizamiento. Para un elemento que no está restringido lateralmente y sujeto a esfuerzo uniaxial, el comportamiento dúctil se desarrolla cuando el esfuerzo cortante equivalente al esfuerzo de fluencia uniaxial se excede. Estudios del comportamiento inelástico de soldaduras restringidas ayuda a clarificar la relación entre los grados de restricción y la ductilidad.

Radio de carga

Dado que los experimentos a gran escala previos a Northridge habían sido sometidos a cargas cuasi estáticas, se sugería que el radio de carga podría tener detrimentos en el comportamiento de las conexiones a momento viga-columna. Así, pruebas dinámicas en conexiones pre Northridge revelaron que los patines de las vigas experimentaron radios de deformación del orden de 0.1 mm/mm/s para marcos a momento de edificios que tenían un periodo fundamental de vibración de 1 segundo. A tal deformación, el esfuerzo de fluencia se puede incrementar un 10% por tanto, incrementando así la demanda de fuerza en la unión soldada, además, se sabe que el radio de deformación disminuye la tenacidad del material, estos efectos combinados resultan en un pobre comportamiento de la conexión bajo condiciones dinámicas de carga.

Presencia de losas de piso compuestas

La presencia de una losa de concreto puede ser responsable de que de manera dominante, las fallas se presenten en los patines inferiores; la diferente posición del eje neutro conlleva que las demandas axiales sean mayores en el patín inferior que en el superior (Bruneau et al. 2011).

2.6 Respuesta ante el sismo de Northridge

Ante el sismo de Northridge, dos organismos tuvieron una participación fundamental: FEMA y SAC. Enseguida se da una breve descripción de ellos:

2.6.1 FEMA

El FEMA (Federal Emergency Management Agency o Agencia federal de manejo de emergencias) es un organismo gubernamental de Estados Unidos destinado a preparar, prevenir, mitigar, responder y recuperarse de desastres (ya sean naturales, o realizados por el hombre, inclusive actos terroristas) con una visión de mantener una nación preparada; fue creado oficialmente el 1 de abril de 1979 por el presidente Jimmy Carter fusionando muchas de las responsabilidades de agencias separadas relacionadas con los desastres. Las responsabilidades de defensa civil de la Agencia de preparación de defensa civil del departamento de la defensa también fueron transferidas a la nueva agencia (FEMA 2017).

2.6.2 SAC

El SAC Steel Project fue fundado por el FEMA para resolver los problemas de comportamiento frágil de las estructuras de acero soldadas que resultaron tras el sismo de Northridge, California el 17 de enero de 1994 (SAC Steel Project 2017).

Desde su nacimiento se reconoció que era necesario un enfoque multidisciplinario que involucrara ingenieros de la práctica, investigadores y oficiales de construcción. Así, este proyecto unió a la asociación de ingenieros estructurales de California [*Structural Engineers Association of California*](#) (SEAOC), el consejo de tecnología aplicada [*Applied Technology Council*](#) (ATC) y el consorcio de universidades para la investigación en ingeniería sísmica [*Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering*](#) (CUREE). Al unificarse este grupo, se le dio el nombre de SAC, siendo este nombre un acrónimo de los organismos que lo conformaban (S = *Structural*, A = *Applied* y C = *Consortium*).

Este grupo SAC, dedicó los primeros dos años a desarrollar un programa para la investigación, evaluación, reparación y modificaciones de estructuras de acero soldadas dañadas. Los esfuerzos también se dirigieron a emitir nuevos enfoques de diseño para nuevas estructuras. Este proyecto como tal finalizó en el año 2000 (SAC Steel Project 1997).

Estudios técnicos del SAC

Las seis áreas básicas de estudio y sus objetivos en los trabajos realizados por el SAC (SAC Steel Project 1997) fueron:

1. Materiales y fractura:
 - Evaluar las características básicas de los materiales de acero usados en las regiones sísmicas de los Estados Unidos.
 - Caracterizar las propiedades de los materiales en secciones roladas e influencia de la soldadura en las uniones viga-columna.
2. Juntas e inspección:
 - Emitir recomendaciones referentes a la soldadura y tornillería y el proceso de investigación posterior al sismo.
 - Evaluar los efectos de la resistencia del metal base y la soldadura a diferentes radios de deformación.
 - Estudiar la sensibilidad de uniones soldadas variando el proceso de soldadura, así como parámetros y condiciones.
 - Establecer confiabilidad en métodos no destructivos de evaluación en uniones soldadas.
 - Establecer criterios de aceptación para soldadura.
3. Comportamiento de la conexión:
 - Ensayar conexiones viga-columna con pruebas a escala real.
4. Comportamientos del sistema:
 - Realizar estudios paramétricos de marcos de acero variando los movimientos del suelo, hipótesis del modelado, etc.
 - Realizar estudios paramétricos del efecto de demandas sísmicas para diversas configuraciones estructurales, para la degradación de características histeréticas y para la intensidad del movimiento del suelo.
 - Evaluar sistemas de marcos de acero resistentes a momento, así como sistemas alternativos.
5. Modelos predictivos de evaluación y diseño elásticos e inelásticos.
 - Desarrollar procedimientos para la evaluación de SMRF y requerimientos de diseño para marcos a momento de baja ductilidad (ordinarios e intermedios).
6. Aspectos económicos, políticos y sociales identificando oportunidades para mejorar los criterios de diseño sísmico (SAC Steel Project 2017).

La fase uno de los estudios del SAC arrojó como resultado diferentes reportes técnicos que cubren varios aspectos mencionados previamente. Algunos de los reportes generados en la primera fase fueron los siguientes:

1. Reporte técnico SAC 95-04: investigación de campo y analítica de edificios afectados por el sismo de Northridge el 17 de enero de 1994. Algunos de los puntos que cubre este reporte se enlistan a continuación:
 - Resumen de estudios de análisis de edificios.
 - Análisis de edificios con marcos de acero de hasta seis pisos en Santa Mónica, California.

- Respuesta ante terremotos de marcos reforzados resistentes a momento especiales de acero.
 - Análisis elástico e inelástico para la predicción de fallas de soldadura de dos edificios de acero adyacentes.
 - Análisis de un edificio dañado de cuatro pisos y un edificio de dos pisos sin daños.
 - Evaluación del desempeño sísmico de un edificio de acero de 11 pisos durante el terremoto de Northridge de 1994.
 - Desempeño de un marco de acero de 13 pisos dañado durante el terremoto de Northridge de 1994.
 - Vibración ambiental de tres edificios de marcos de acero fuertemente sacudidos por el terremoto de Northridge de 1994.
 - Respuesta sísmica de marcos SMRF de acero reparado con cartabones: modelado analítico y un caso de estudio.
 - Análisis de un marco de acero de 17 pisos dañado por el terremoto de Northridge.
 - Análisis estático y dinámico no lineal de torres Canoga Park con *feap-struct*.
 - Análisis de respuestas dinámicas del edificio Canoga de 17 pisos.
 - Análisis de un edificio de estructura de acero de 16 pisos en el sitio cinco para el terremoto de Northridge.
2. Reporte técnico SAC 95-05: investigaciones analíticas paramétricas de movimiento de suelo y respuesta estructural, terremoto de Northridge del 17 de enero de 1994. Algunos de los puntos que cubre este reporte se enlistan a continuación:
- Espectro de demanda de deriva para sitios seleccionados de Northridge.
 - Influencia del movimiento vertical del suelo en marcos especiales resistentes a momento.
 - Modelado de fracturas de soldadura utilizando el programa *Drain*.
 - Estudio de parámetros de la respuesta de marcos de acero resistentes a momento.
 - Estudios paramétricos sobre modelado inelástico de marcos a momento de acero.
3. Reporte técnico SAC 95-06: observación y evaluación de daños a edificios afectados por el terremoto de Northridge del 17 de enero de 1994. Algunos de los puntos que cubre este reporte se enlistan a continuación:
- Inspección, daños y reparación de edificios de marcos de acero después del terremoto de Northridge.
 - Observaciones del grupo SAC sobre los edificios de acero resistentes a momento afectados por el terremoto de Northridge de 1994.
 - Lecciones de la inspección, evaluación, reparación y construcción de marcos de acero a momento soldados después del terremoto de Northridge.
 - Interpretación de los datos de la observación del SAC sobre marcos de acero a momento soldados dañados después del terremoto de Northridge (SAC Steel Project 2017).

Resumen de pruebas de conexiones y bases de datos

En total, el proyecto SAC recopiló una base de datos de 278 conexiones ensayadas antes de Northridge; esta base de datos se documentó en el reporte FEMA 289, el cual se desarrolló para ayudar con el diseño estructural de marcos rígidos de acero en ausencia de códigos de diseño. En este documento se advierte a los diseñadores que no saquen conclusiones de la base de datos sin antes revisar el origen de los materiales.

Adicionalmente, como parte de la primera fase del proyecto SAC se ensayaron además un total de 30 conexiones viga-columna.

Algunas de las publicaciones generadas por el SAC disponibles de manera gratuita en la red son:

- **FEMA 267.** *Interim Guidelines: Evaluation, Repair, Modification, and Design of Welded Steel Moment Frame Structures.* SAC Report 95-02, 1995.
- **FEMA 288.** *Background Reports on Metallurgy, Fracture Mechanics, Welding, Moment Connections and Frame Systems Behavior.* SAC Report 95-09, 1996.
- **FEMA 289.** *Connection Test Summaries.* SAC Report 96-02, 1997.
- **FEMA-267A.** *Interim Guidelines Advisory No. 1 - Supplement to FEMA 267.* SAC Report 96-03, 1997.
- **FEMA-267-267B.** *Interim Guidelines Evaluation, Repair, Modification and Design of Steel Moment Frames. Supplement to FEMA 267.* SAC Report 95-02, 1997.

En la segunda fase del proyecto, importantes aportes fueron realizados por el Dr. Uang de la universidad de California en San Diego al examinar el comportamiento de conexiones con detalles similares a los usados previamente al sismo de Northridge (SAC Steel Project 2017).

La labor del FEMA (*Federal Emergency Management Agency*) fue investigar (a través del SAC) las causas de las fallas en las conexiones, así como desarrollar opciones alternas a las conexiones para la reparación de las existentes, construcción de las futuras y en general a una renovación total en los métodos de diseño de conexiones. Parte de su programa consistió en desarrollar modelos a escala real de conexiones viga-columna soldadas como las empleadas hasta ese momento y someterlos a un patrón de fuerzas cíclicas que simulase los efectos de un sismo. Varias de estas pruebas confirmaron fallas frágiles prematuras (e.g., fracturas a una distorsión de 0.004 radianes, valor muy por debajo de los 0.03 radianes esperados) (FEMA-350 2000).

Con base en estas pruebas, se emitieron en 1997 por vez primera una serie de recomendaciones en las cuales se especificaba que en adelante, las conexiones debían garantizar una distorsión en el sistema de al menos 0.03 radianes. Estas investigaciones fueron tomadas como base por el AISC para el desarrollo de sus especificaciones de diseño (Figura 2-26).



Figura 2-26 Algunas de las especificaciones emitidas por el AISC: ANSI/AISC 341 Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 358 Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications y ANSI/AISC 360 Specification for structural buildings.

Para cumplir con los requerimientos ante condiciones sísmicas, el AISC establece emplear cualquiera de las conexiones precalificadas (AISC 358-16 2016), o bien calificar alguna otra conexión que cumpla los requerimientos mínimos de acuerdo a lo indicado en el capítulo K del AISC 341.

2.7 Después de Northridge

Naturalmente hubo un acuerdo general entre la comunidad ingenieril acerca de que los detalles pre Northridge no eran adecuados y que se requieren algunas modificaciones en las conexiones hasta entonces empleadas, algunas de ellas son las siguientes.

2.7.1 Enseñanzas posteriores al sismo de Northridge

Como consecuencia del sismo de Northridge y los subsecuentes trabajos de investigación, se ha logrado un mayor entendimiento del comportamiento de los sistemas estructurales y de sus conexiones. Existen varias teorías, de las cuales muchas no se han aprobado aún, por lo que es necesario realizar mayores estudios experimentales y teóricos.

En casi todas las estructuras actuales, la supervivencia de las mismas ante grandes sismos depende directamente de la capacidad del sistema para disipar energía histerética mientras se generan grandes deformaciones inelásticas. Para alcanzar esta respuesta dúctil, se deben reconocer y evitar condiciones que puedan llevar a fracturas frágiles y adoptar estrategias de diseño apropiadas para permitir mecanismos de disipación de energía histerética estable (Bruneau et al. 2011).

Una filosofía común de diseño posterior a Northridge es diseñar la conexión en la cara de la columna para permanecer nominalmente elástica, forzando de esta manera a que la deformación inelástica se presente en la viga.

Muchos ingenieros comenzaron a especificar requerimientos suplementarios a los indicados en las especificaciones del AISC para empalmes soldados en tensión. Un área de particular interés post Northridge fue la tenacidad del metal de la soldadura. Previo a este evento no existía ninguna especificación al respecto. A partir de todos los estudios realizados, hoy en día se recomienda que las soldaduras que se realicen en cualquier elemento de un sistema sismo resistente se alcance una tenacidad de 20 ft-lb a 0 °F en la prueba de impacto (Prueba de Charpy) en una muesca con ranura en V (Tamboli 2010). Para soldaduras dentro de las zonas donde se esperan articulaciones plásticas, este límite es el doble, es decir, una tenacidad de 40 ft-lb a 0 °F.

2.7.2 Alternativas de conexiones posteriores al sismo de Northridge

De acuerdo a lo observado tras el evento sísmico de Northridge y producto de las investigaciones desarrolladas por el SAC, comenzaron a revisarse posibles adecuaciones para las conexiones que mejorasen su comportamiento ante fuerzas cíclicas, algunas de estas variantes se describen enseguida.

2.7.2.1 Conexiones con cubreplacas

Algunas de las alternativas de diseño contempladas después del sismo de Northridge fueron las cubreplacas (Figura 2-27), las cuales incrementan la capacidad a momento de la conexión reduciendo los requerimientos para la transferencia de momento en el alma. Además apareció como una solución relativamente simple y viable y tiene la ventaja de generar la articulación en la viga (Tamboli 2010).

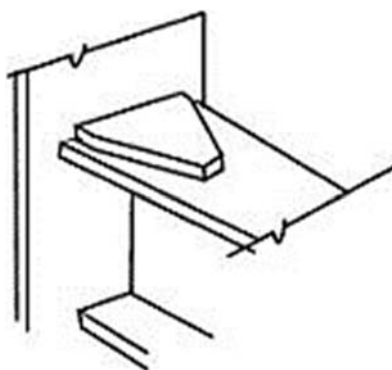


Figura 2-27 Conexión a momento con cubreplacas. <http://www.sacsteel.org/connections/AppA.html>

2.7.2.2 Conexiones con costillas en patines de la viga

Este concepto usa una o dos costillas verticales entre los patines de la viga y la cara de la columna (Figura 2-28) la intención es reducir las demandas en la soldadura en la cara de la columna, este diseño ha demostrado alcanzar aceptables niveles de rotación plástica.

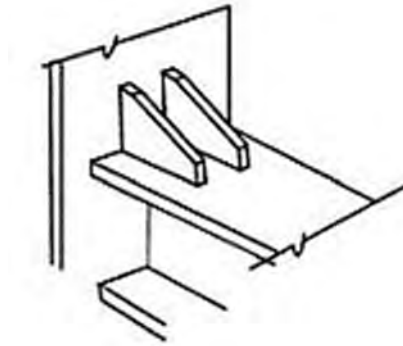


Figura 2-28 Conexión a momento con placas tipo costilla. <http://www.sacsteel.org/connections/AppA.html>

2.7.2.3 Conexiones con cartabones o placas atiesadoras superior e inferior

En esta configuración los cartabones o atiesadores son colocados en los patines superior e inferior de la viga (Figura 2-29), en pruebas este tipo de conexiones han exhibido un comportamiento extremadamente dúctil alcanzando rotaciones plásticas de hasta 0.07 radianes.

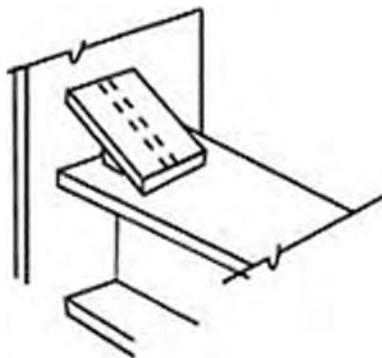


Figura 2-29 Conexión a momento con cartabones. <http://www.sacsteel.org/connections/AppA.html>

2.7.2.4 Conexiones con viga de sección reducida

De manera intencional en ese tipo de conexiones se reduce un segmento del patín de la viga para producir deliberadamente una articulación plástica dentro del claro de la viga alejándola de la cara de la columna. Este tipo de conexión es conocido comúnmente como “hueso de perro”, otra de sus ventajas es que es una opción de bajo costo (Tamboli 2010).

2.7.2.5 Conexiones parcialmente restringidas

Algunos investigadores han sugerido que las conexiones parcialmente restringidas como la mostrada en la Figura 2-30 ofrecen un comportamiento superior sobre los SMRF.

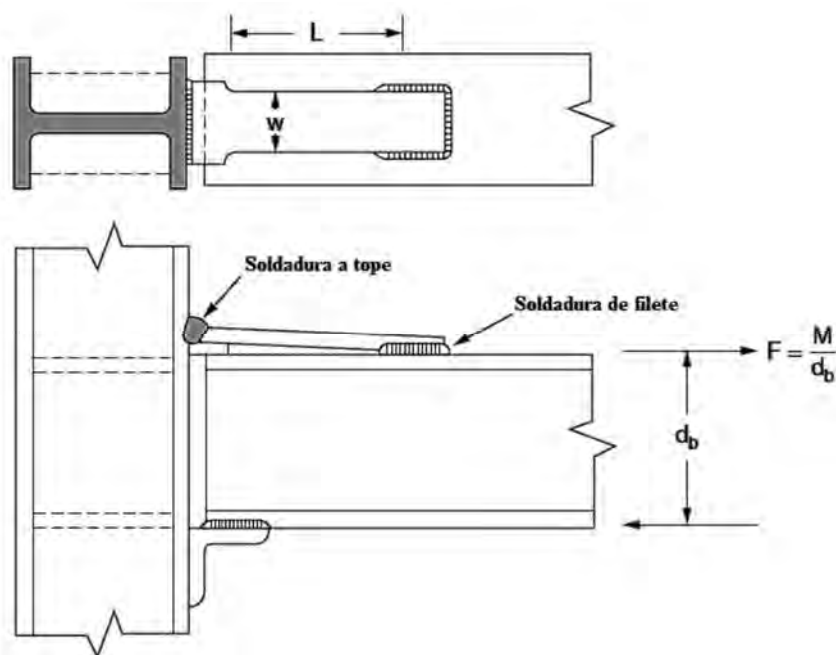


Figura 2-30 Ejemplos de detalles de conexiones parcialmente restringidas (Tamboli 2010).

2.8 Recomendaciones para conexiones

Para los marcos dúctiles tipo SMF, las conexiones deben alcanzar una ductilidad alta, por lo tanto, de las conexiones anteriormente descritas deben emplearse aquellas del tipo FR. Sin embargo, estas conexiones deben cumplir además del grado de restricción comentado previamente, con ciertos requerimientos específicos [(AISC 341-16 2016) y (AISC 358-16 2016)] y de ahí que solo algunas configuraciones puedan calificar.

A manera de guía existen ciertas recomendaciones para las conexiones en marcos dúctiles. Una de las primeras fuentes es emitida por el FEMA (FEMA-267 1995), este documento es resultado de una investigación desarrollada en su primera fase por el consorcio SAC. Este documento está basado en principios ingenieriles tales como clasificación de daño, evaluaciones, inspecciones, modificaciones y reparaciones post sismos, metalurgia, soldadura y nueva construcción (FEMA-267 1995). Con base en el conocimiento que dejó el sismo de Northridge, este reporte muestra recomendaciones para las siguientes conexiones: conexiones con cartabones en el patín inferior de la viga, conexiones con cartabones en los patines superior e inferior de la viga, conexiones con cubreplacas, conexiones con placas a manera de costillas, conexiones con placa lateral (*SidePlate*), conexiones con vigas de sección reducida (RBS), conexiones con muñones T, conexiones tipo árbol y conexiones con el alma ranurada.

2.8.1 Conexiones soldadas

La construcción soldada es el método más eficiente para que múltiples miembros conectados funcionen como un solo sistema metalúrgico. Las cargas pueden ser transferidas de manera eficiente a través de conexiones soldadas y las uniones pueden ser 100% eficientes. La versatilidad de diseño que ofrece el proceso de soldadura permite configurar el material en orientaciones poco menos que óptimas; en tanto, las restricciones asociadas con procesos como el atornillado conllevan otras restricciones que pueden comprometer la manufactura, pero a la vez optimizar la transferencia de esfuerzos entre los miembros. Es crítico, entonces, que el ingeniero utilice diseños que capitalicen las ventajas de la soldadura y a la vez minimicen sus potenciales limitaciones.

Parte fundamental de una conexión sujeta a cargas cíclicas, tales como las que producen las acciones sísmicas, corresponde a la soldadura. Como ocurrió en las estructuras afectadas por el sismo de Northridge, los agrietamientos en las soldaduras llevaron a la demolición de un gran número de estructuras. A este respecto se realizó una gran cantidad de investigaciones y experimentos que derivaron en la publicación de diferentes reportes, artículos, libros [e.g. SAC Steel Project, 1997; Bruneau et al., 2011; Tamboli, 2010, por citar solo algunos]. En ellos, se indica que la transferencia de carga de un miembro, se da a través de la soldadura al miembro paralelo al sentido de aplicación de la fuerza.

Un buen principio en cuanto a la soldadura es emplear la mínima cantidad necesaria, no solo por cuestiones de economía, sino por tratar de reducir al mínimo los esfuerzos adicionales generados por su aplicación en la conexión. Esto obedece a que todos los metales que se calientan, al enfriarse se encogen generando esfuerzos adicionales, esfuerzos que se pueden minimizar si se reduce la soldadura al mínimo necesario (Tamboli 2010).

Al no ser el acero un material perfectamente isotrópico, se recomienda (siempre que sea posible) que los esfuerzos residuales generados por la soldadura se den a lo largo del eje longitudinal, pues las mejores propiedades se obtienen en la misma dirección en que se roló el perfil. Por otra parte, aplicar la soldadura en ambos lados del espesor de la placa no es la mejor opción, pues ello genera tensiones por contracción en el eje que define el espesor, lo que puede generar el fenómeno conocido como desgarramiento laminar, o bien fracturas en estas soldaduras ante cargas sísmicas; con el fin de evitar esto, se recomienda proporcionar amplio acceso de la soldadura para evitar estos efectos y facilitar además la visibilidad del soldador; una regla tradicional dice que si el soldador no puede ver la junta, la calidad de la soldadura se verá afectada (Tamboli 2010).

Una premisa importante en el diseño de las conexiones soldadas es que no hay miembros secundarios; la soldadura de respaldo, por ejemplo, participa en la conducción de fuerzas a través de los miembros se desee o no. De la misma manera, cualquier unión realizada por medio de soldadura puede y transferirá esfuerzos entre los materiales unidos. Estos detalles deben considerarse desde la etapa de diseño y vigilarse durante las etapas de fabricación y montaje (Tamboli 2010).

Cuando el metal se calienta, se expande y al enfriarse a temperatura ambiente se contrae volumétricamente, bajo la mayoría de las condiciones de soldadura, el material circundante resiste esta contracción, el cual es relativamente rígido, esto induce en la soldadura un patrón de esfuerzos residuales donde el metal de la soldadura queda sometido a tensión residual y el metal base que lo

rodea queda sometido a compresión residual. Este patrón de esfuerzos residuales es de tres dimensiones dado que el metal se encoge volumétricamente. Cuando la soldadura se realiza en múltiples pasadas, la distribución de esfuerzos residuales se vuelve más compleja. El pase final de soldadura siempre está en tensión residual, pero cordones de soldadura aplicados previamente actuando en tensión, tendrán esfuerzos de compresión inducidos por los subsecuentes pases. Para ensambles relativamente flexibles, los esfuerzos residuales inducen distorsión. El ensamble se vuelve rígido, los mismos esfuerzos residuales pueden causar problemas de agrietamiento en la soldadura, esto ocurre de manera típica al fabricarse (Tamboli 2010).

Las estructuras diseñadas para resistir sismos están sujetas a demandas extremas durante los terremotos. Por la ductilidad inherente al material, las concentraciones de esfuerzo dentro de una estructura de acero se distribuyen de manera gradual por deformación plástica. Si el material tiene un moderado grado de resiliencia, esta redistribución elimina las áreas localizadas de esfuerzos altos ya sea debido a diseño, material, o irregularidades en la fabricación; para estructuras estáticamente cargadas, la redistribución de esfuerzos es una pequeña consecuencia. Para estructuras cargadas cíclicamente, la repetición de la redistribución puede llevar a una falla por fractura. Sin embargo, en estructuras cargadas sísmicamente, se espera que la porción de la estructura cargada más allá del límite elástico resulte en deformaciones plásticas. Se considera que los requisitos mínimos para una soldadura eficiente son: un buen diseño en general, buenos detalles de conexión, buenos materiales, una buena mano de obra y una buena inspección (Tamboli 2010).

Para minimizar el riesgo de agrietamientos en la soldadura se recomienda seguir las siguientes sugerencias: usar las pasadas mínimas, evitar soldar de más, utilizar equipos en buen estado, usar procedimientos de soldadura con bajo calor, usar abrazaderas o accesorios para restringir la distorsión, seguir una secuencia de soldadura bien planeada y finalmente, acomodar las partes antes de ser soldadas (Tamboli 2010).

2.8.2 Articulaciones dúctiles en las conexiones

La premisa fundamental con relación a los marcos resistentes a momento SMRF es que las articulaciones plásticas se formen en las vigas, absorbiendo la energía inducida por el sismo por el encogimiento inelástico y la deformación del acero, con esto, se espera que la conexión no se fracture. Tras el sismo de Northridge hubo poca o nula evidencia acerca de la formación de articulaciones, en lugar de eso, las conexiones experimentaron fracturas frágiles, incompatibles con el comportamiento esperado.

La presencia de muescas en las conexiones de Northridge disminuyó el comportamiento dúctil. Las primeras investigaciones de las conexiones de Northridge en el verano de 1994 trataron de eliminar las condiciones de muescas en los especímenes de prueba removiendo los respaldos de soldadura y las lengüetas de soldadura y controlando la solvencia de la soldadura, inclusive con estos cambios, las fracturas frágiles ocurrieron cuando los detalles estándar fueron ensayados. El programa de pruebas fue entonces evaluado con varias modificaciones, con cubreplacas cortas con más éxito. La razón de estas diferencias se puede explicar analíticamente. En la Figura 2-31, el material en el punto A, ya sea la soldadura o el metal base, no puede exhibir ductilidad en una prueba de tensión simple. Solo se puede dar la ductilidad si el material puede deslizarse en cortante

a través de numerosos planos de deslizamiento, situación impedida en esa zona debida a la soldadura.

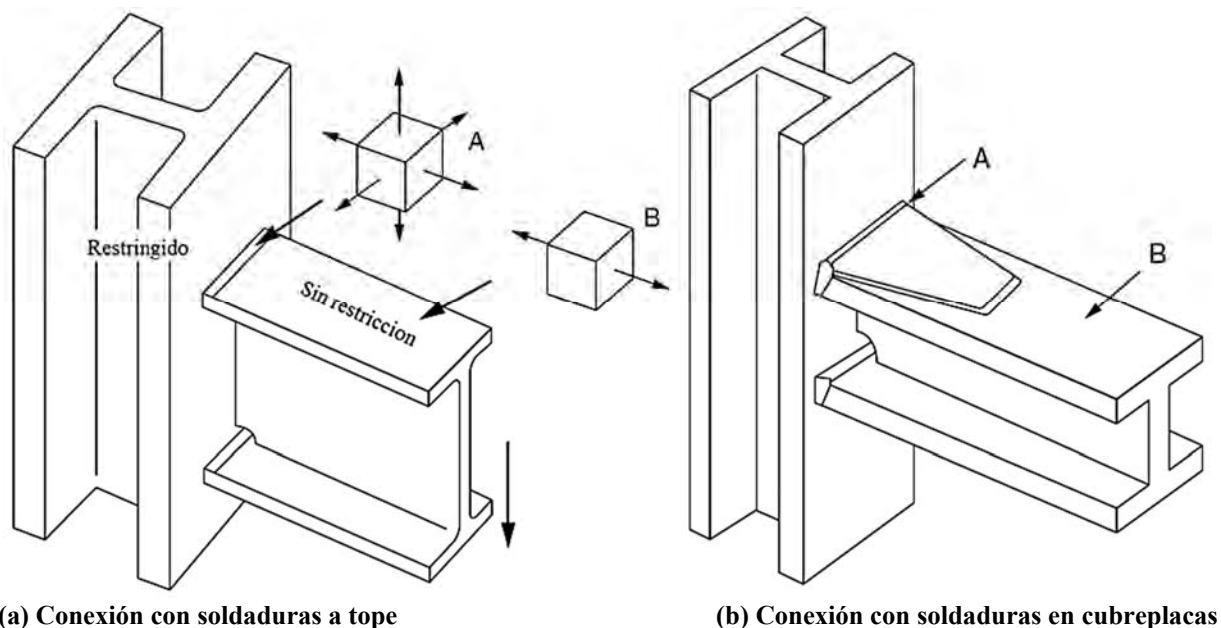


Figura 2-31 Regiones a ser analizadas para el comportamiento dúctil. El punto A representa la soldadura y el punto B indica la región donde la ductilidad es posible (Tamboli 2010).

2.8.3 Requerimientos para una conexión dúctil

Para alcanzar una alta ductilidad en una conexión soldada se requiere que se cumplan las cuatro siguientes condiciones:

- 1) Debe existir un componente de esfuerzo cortante (τ) resultante de la condición de carga dada.
- 2) Este esfuerzo cortante debe exceder su valor crítico, esta cantidad excedente será la ductilidad.
- 3) La deformación plástica por cortante resultante del esfuerzo cortante, deberá actuar en la dirección en la cual los esfuerzos puedan causar agrietamientos.
- 4) Debe existir una suficiente longitud sin restricciones del miembro para permitir un estrechamiento.

2.8.4 Comportamiento de conexiones pre-Northridge

Previo al sismo de Northridge, los marcos dúctiles (SMF) con el detalle de conexión viga-columna no habían sido probados con respecto a su habilidad para comportarse como se esperaba. Esta confianza existía a pesar de una tasa de fracaso bastante significativa que se había experimentado

al ensayar conexiones en investigaciones previas. Los estudios de la conexión pre-Northridge exhibieron las siguientes deficiencias:

- No se retiraron las placas de respaldo y de extensión de las soldaduras de penetración completa (CJP) que conectaban el patín de la viga con el patín de la columna.
- No existían requerimientos específicos para los remates de la soldadura y la resistencia mínima de la muesca en el depósito de la soldadura.
- El uso de electrodos de baja ductilidad.
- Tamaños inadecuados del agujero de acceso.
- Una conexión con el alma atornillada, con o sin soldadura de filete suplementaria de la placa de cortante al alma de la viga.
- Uso de acero dual en el diseño con variaciones altas de la resistencia y sin límites específicos en el radio F_y/F_u .

Como resultado del sismo de Northridge y de las investigaciones llevadas a cabo posteriormente, la confianza en los detalles de conexión empleados previamente fue sacudida severamente, de ahí que fuera evidente que más investigaciones debían realizarse para llevar a cabo algunas modificaciones y mejorar el comportamiento esperado de los sistemas estructurales SMF.

2.8.5 Conexiones precalificadas

El producto actual de estos esfuerzos y labor de investigación se plasma en el documento de conexiones precalificadas (AISC 358-16 2016). Este documento se ha actualizado y en cada nueva emisión se han incluido nuevas conexiones que han demostrado vía experimental y analítica que desarrollan la ductilidad mínima requerida (Figura 2-32).

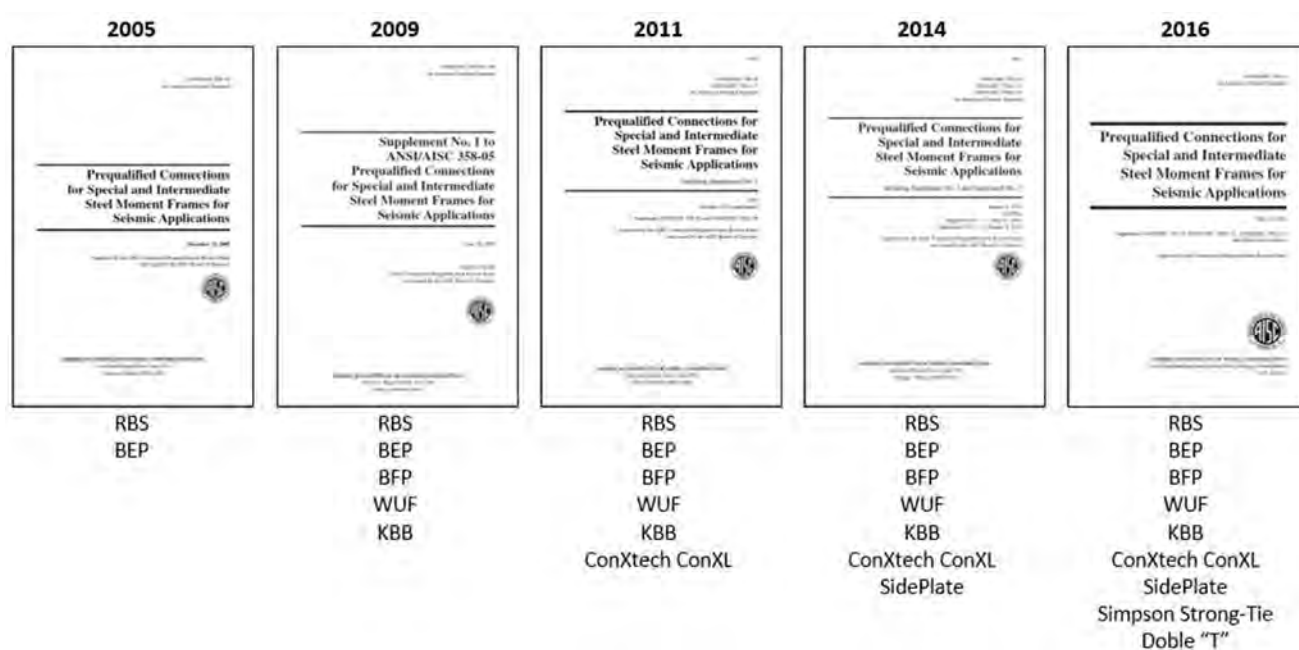


Figura 2-32 Evolución del documento de conexiones precalificadas del AISC, al pie de cada una de ellas se muestran las conexiones precalificadas que en él se incluyen.

Como se comentó previamente, existe una gran variedad de opciones para conexiones rígidas en una estructura, se busca siempre el tipo que mejor se adapte a cada caso en particular. En la medida de lo posible se recomienda el uso de alguna de las conexiones precalificadas (AISC 358-16 2016). Al emplear las conexiones precalificadas se garantiza que con ellas, el sistema desarrollará gran ductilidad y que la falla no se dará en la columna, sino que la articulación plástica se formará en la zona protegida de la viga, siguiendo así el principio de columna fuerte – viga débil.

De todas las conexiones que a la fecha han sido precalificadas satisfactoriamente por el AISC (AISC 358-16 2016), (Figura 2-33 a Figura 2-41), exceptuando un caso (ConXtech ConXL) (Figura 2-38), todas estas conexiones constan de vigas IR que se conectan a los patines de una columna igualmente de perfil IR, sin embargo, no existe aún ningún caso en el que la viga se conecte a través del alma de la columna.

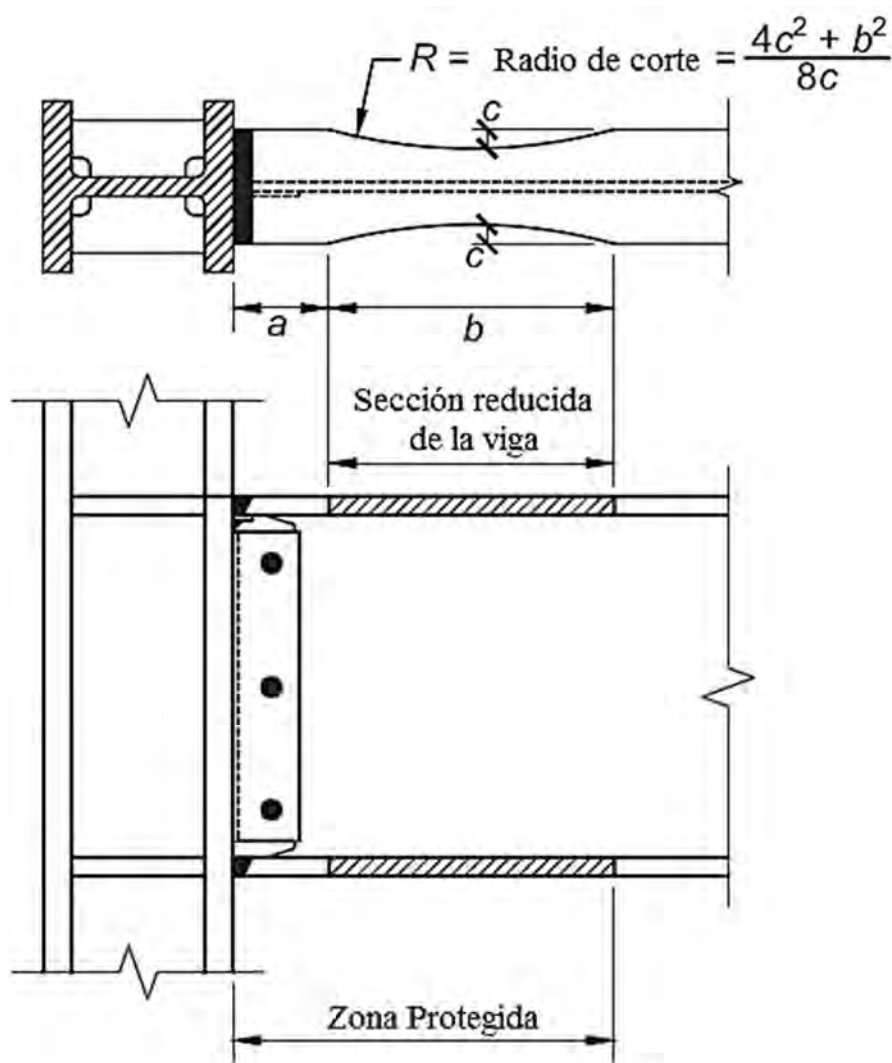


Figura 2-33 Conexión soldada con viga de sección reducida (RBS) (AISC 358-16 2016).

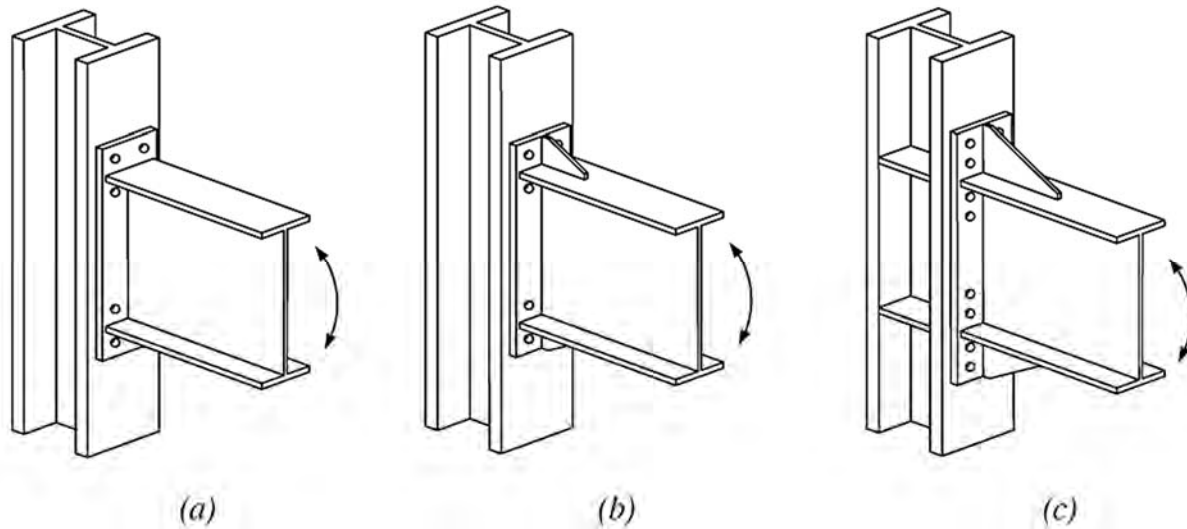


Figura 2-34 Conexión placa extremo extendida (BEP)

a) Con cuatro tornillos sin rigidizar

b) Con cuatro tornillos rigidizada

c) Con ocho tornillos rigidizada (AISC 358-16 2016).

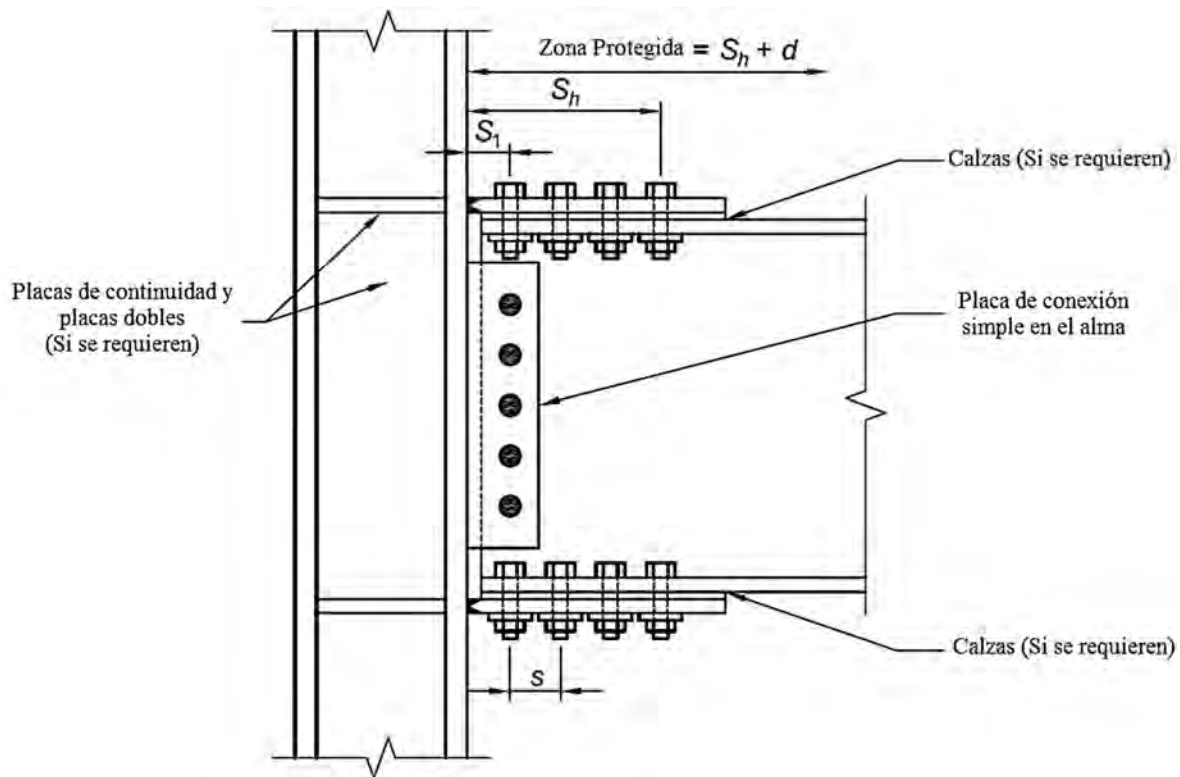


Figura 2-35 Conexión con placas atornilladas a patines de viga (BFP) (AISC 358-16 2016).

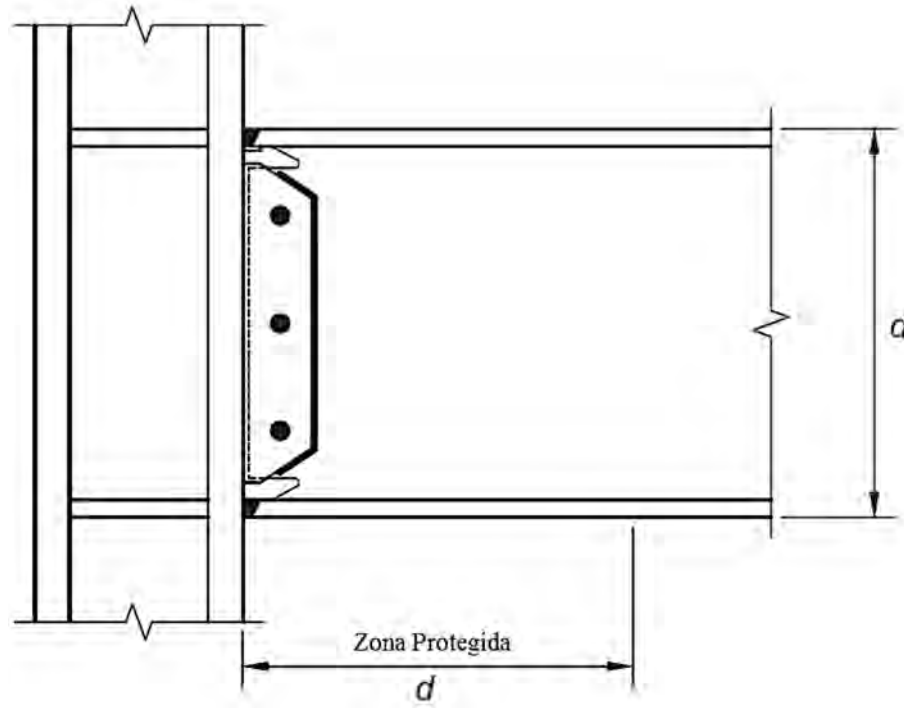


Figura 2-36 Conexión con patines soldados y alma soldada (WUF) (AISC 358-16 2016).

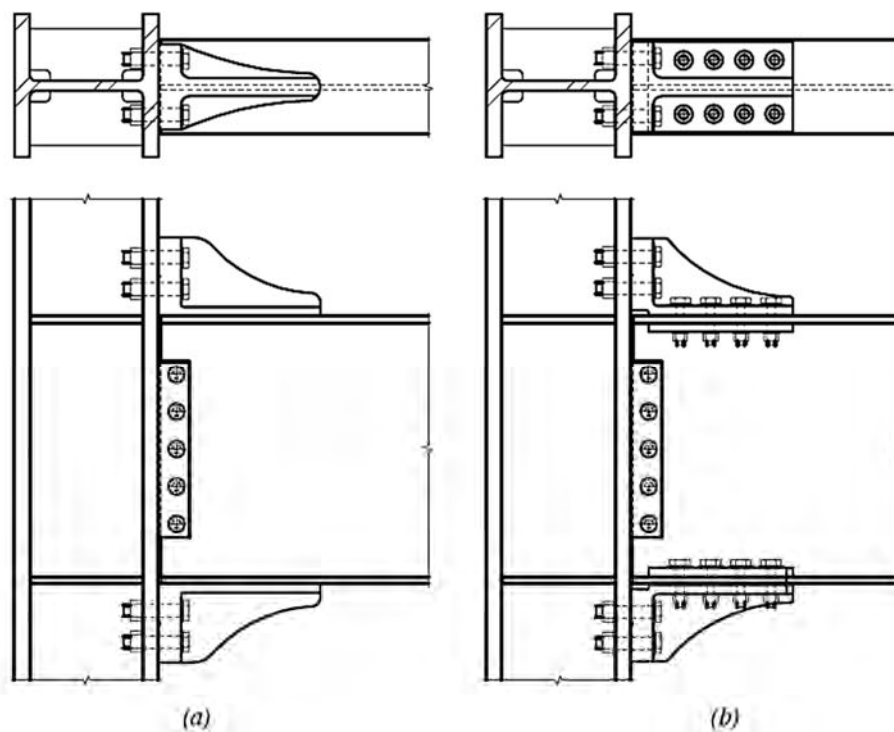


Figura 2-37 Conexión tipo Kaiser (KBB) a) Soldada a la viga b) Atornillada a la viga (AISC 358-16 2016).

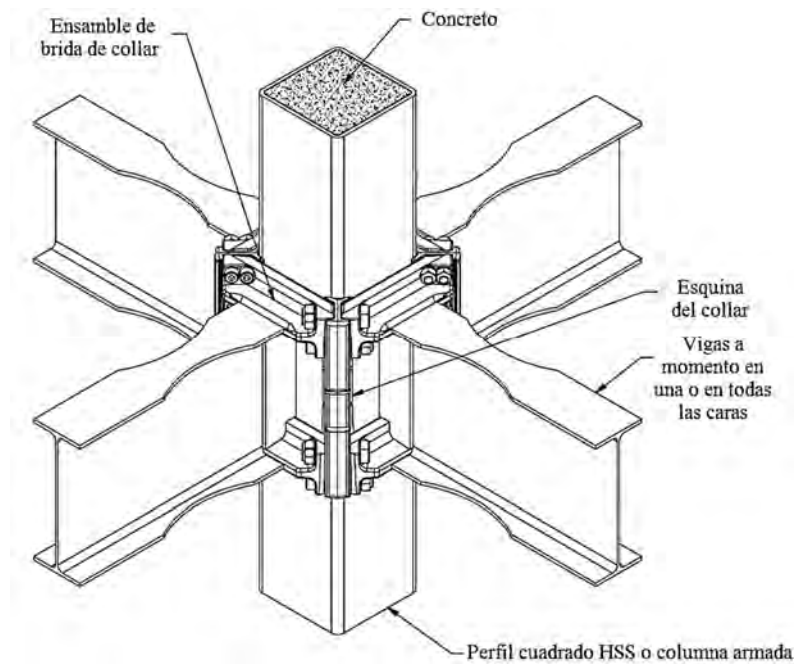


Figura 2-38 Conexión ConXtech ConXL (AISC 358-16 2016).

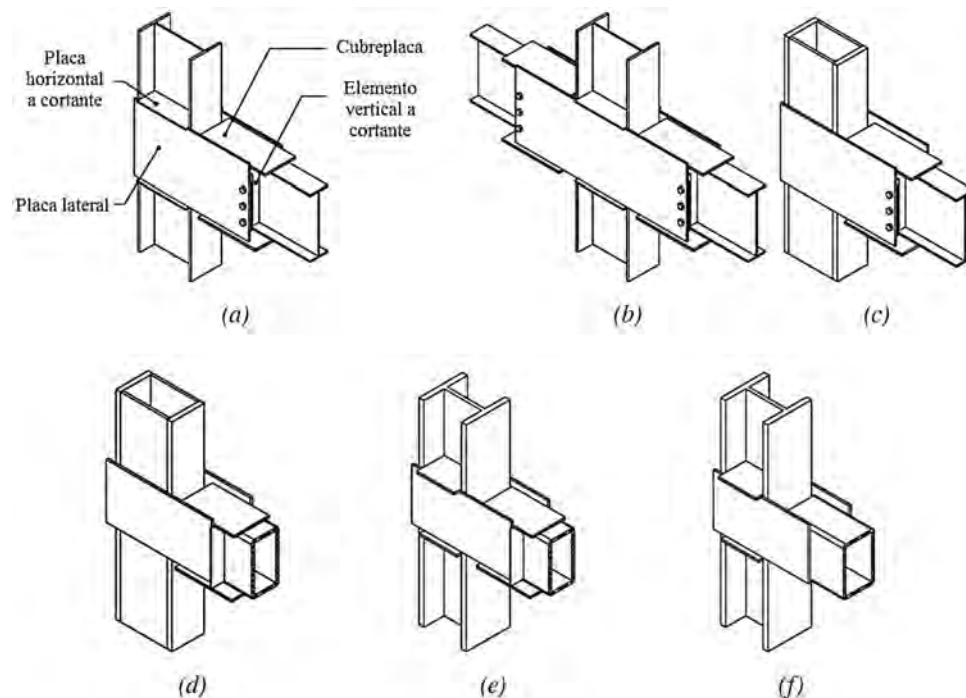


Figura 2-39 Distintas configuraciones para conexión SidePlate uniaxial:
a) Ensamble de viga de patín ancho – columna de patín ancho unilateral
b) Ensamble de viga de patín ancho – columna de patín ancho por ambos lados
c) Ensamble de viga de patín ancho – columna armada en cajón
d) Ensamble viga HSS sin cubreplacas a columna armada en cajón
e) Ensamble de viga HSS con cubreplacas – columna de patín ancho
f) Ensamble de viga HSS con cubreplacas – columna de patín ancho (AISC 358-16 2016).

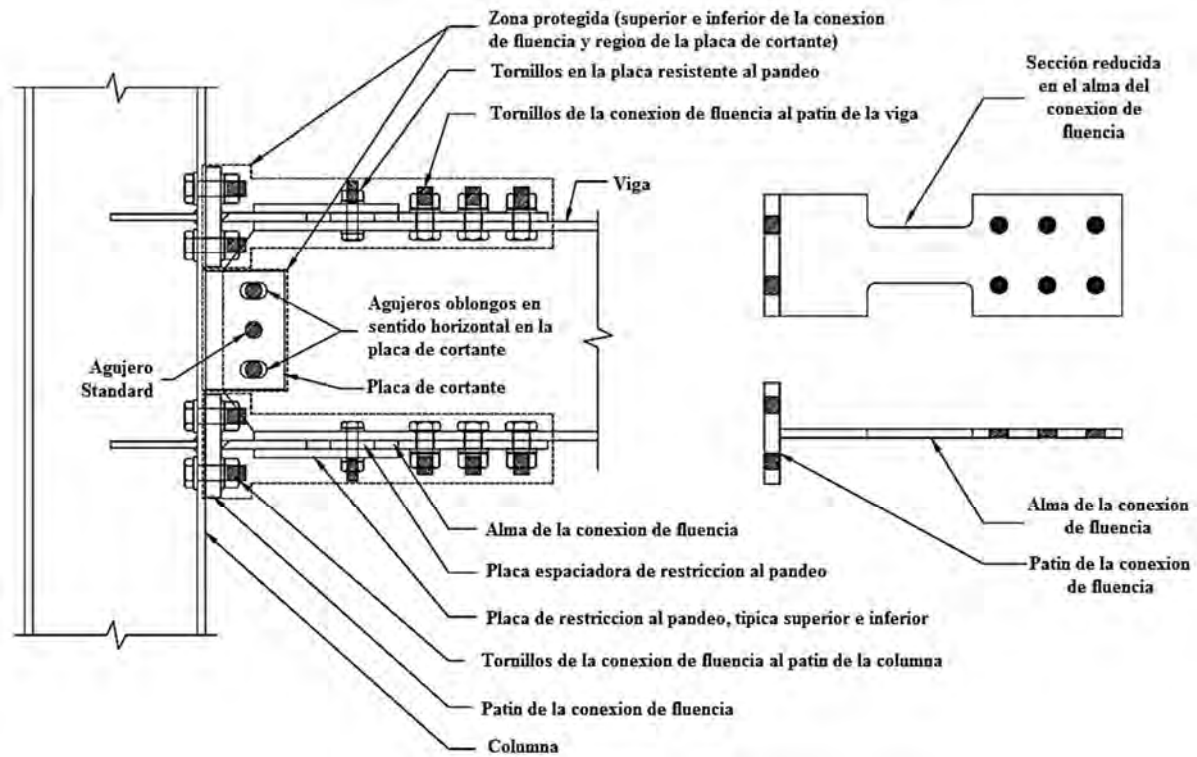


Figura 2-40 Conexión tipo Simpson Strong-Tie (AISC 358-16 2016).

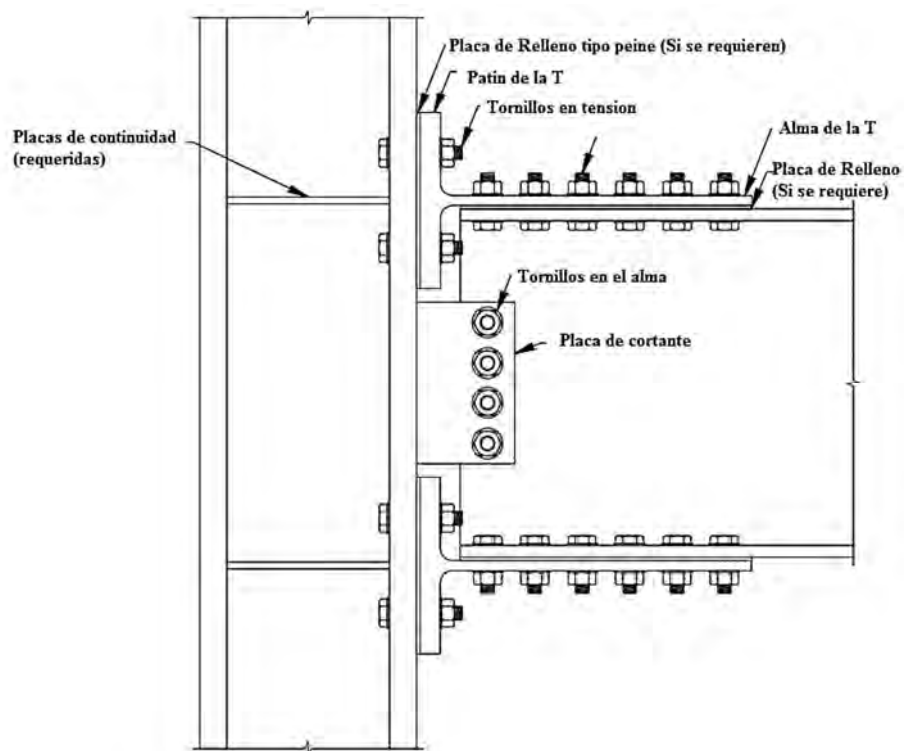


Figura 2-41 Conexión típica tipo Doble T (AISC 358-16 2016).

2.9 Protocolos de carga cíclica

En la ingeniería sísmica, las capacidades de deformación de las estructuras dependen del daño acumulado, el cual implica que cada componente tiene una memoria de eventos de daño pasado y en determinado momento recordará los ciclos anteriores que han contribuido a su deterioro, así, el comportamiento de un elemento depende de la historia previa aplicada de ciclos de daño. La única manera de replicar este fenómeno es mediante la aplicación de cargas cíclicas.

No hay un único o mejor procedimiento, porque no hay dos sismos iguales, además, el espécimen puede ser parte de muchas configuraciones estructurales distintas. El tema primordial es considerar los efectos del daño acumulado a través de los ciclos de carga. Si no hay daño acumulado, no es necesaria entonces la carga cíclica. El número y amplitud de los ciclos aplicados del espécimen puede hallarse de estudios analíticos o bien de pruebas monotónicas y deben ser cantidades que representen:

1. Causa primaria del efecto del daño y fallo en el componente o sub-ensamble bajo estudio.
2. Pueden relacionarse con parámetros de respuesta de la estructura global (cortante o distorsión de entrepiso).
3. Una medida de la capacidad de disipación de energía del espécimen compuesto (ATC-24 1992).

En la literatura se han propuesto y usado muchos programas de prueba, principalmente, ATC-24 y SAC, los cuales son muy similares entre sí y discrepan más en detalles que en conceptos.

2.9.1 *Objetivo de las pruebas cíclicas*

Las pruebas cíclicas (cualesquiera que se utilice) se han usado para determinar el comportamiento histerético de la historia carga – deformación de un sistema o conexión en el cual ocurren los siguientes comportamientos:

- Inicio del pandeo local de los patines de las vigas.
- Degradación de la capacidad resistente a momento del ensamble a un valor menor de la capacidad resistente a momento nominal.
- Inicio de la fractura de los tornillos, soldaduras o metal base que resulta en una significativa degradación de la resistencia del ensamble.
- Falla total de la conexión, caracterizada por una incapacidad de la conexión de mantener su integridad ante cargas gravitacionales.

Con un protocolo se pretende representar la energía y deformaciones cíclicas experimentadas por la conexión en marcos de acero resistentes a momento cuando se ven sujetos a fuertes sacudidas del suelo, que se experimentan durante sismos de grandes magnitudes (FEMA-350 2000).

Además de los componentes estructurales (e.g. muros de cortante, conexiones viga-columna y ensambles de marcos), los protocolos de desplazamientos cíclicos, ayudan a determinar la

fragilidad de muchos componentes no estructurales (e.g. paneles de revestimiento, de yeso, o de vidrio, entre otros).

El objetivo de estos programas de ensayo es determinar e identificar:

- Estados relevantes de daño.
- Parámetros de demanda que correlacione los estados de daño del inciso a.
- Pruebas de componentes de acuerdo un plan bien definido y un protocolo de carga que permita establecer correlaciones entre los estados de daño y las demandas asociadas a ellos (FEMA-461 2007).

2.9.2 Pruebas cíclicas comúnmente empleadas en ensayos de conexiones

En Estados Unidos, existen diversos protocolos controlados por deformación los cuales se recomiendan para la investigación y ensayo de vigas (ATC-24, SAC 2000, así como FEMA 461).

2.9.3 FEMA 461

El protocolo del FEMA 461 (FEMA-461 2007) se desarrolló originalmente para pruebas de sensibilidad de distorsión para componentes no estructurales, pero en general se puede aplicar para cualquier elemento, por ejemplo vigas. Usa una amplitud de deformación máxima Δ_m . Las cargas inician en $a_1 = 0.048 \Delta_m$, con $a_{i+1} = 1.4a_i$ a cada amplitud, se aplican dos ciclos Δ_m . La amplitud de deformación máxima objetivo se puede estimar de una prueba monotónica, aunque un valor recomendado es de 0.03 (en términos de la distorsión δ / h) (FEMA-461 2007).

2.9.4 Protocolo ATC-24

El protocolo de desplazamiento cíclico del ATC (ATC-24 1992) se desarrolló específicamente para componentes de estructuras de acero, fue uno de los primeros protocolos desarrollados en Estados Unidos para la evaluación del comportamiento sísmico usando una historia cíclica, la cual está en función de una deformación elástica (Jiao et al. 2012).

El ATC fue uno de los primeros protocolos desarrollados en Estados Unidos para evaluar el comportamiento sísmico usando ciclos de carga; usa la deformación de fluencia como referencia incrementando la amplitud de los ciclos. Inició con pruebas para desarrollar lineamientos para experimentos de comportamiento sísmico en 1988, publicando cuatro años más tarde el ATC-24 (ATC-24 1992) el cual se inicia con ciclos de deformación de baja energía de modo que se mantenga en el rango elástico del ensamble y se va incrementando progresivamente hasta que ocurra la falla (FEMA-350 2000).

La historia contiene al menos seis ciclos elásticos, seguidos de tres ciclos, seguidos por pares de ciclos que se incrementan hasta que un severo deterioro cíclico ocurre. Las amplitudes absolutas

y relativas de los ciclos se derivan de estudios estáticos de sistemas de un grado de libertad y por tanto, representan distorsiones de piso (Figura 2-42).

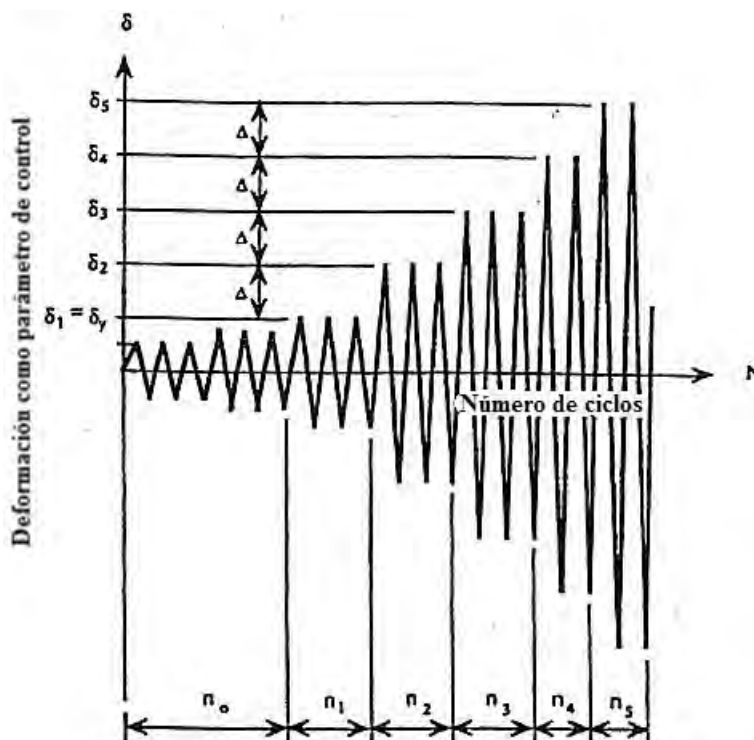


Figura 2-42 Historia de deformación en prueba de múltiples pasos (ATC-24 1992).

Este protocolo (ATC-24 1992) se empleó en la fase uno del programa SAC Steel Project, sin embargo, se encontraron inconsistencias en cuanto a la deformación de fluencia, llevando a que difirieran resultados entre un trabajo y otro realizado por distintos investigadores, por ello, la elección de la fluencia de deformación resultaba ser un parámetro ambiguo inclusive para un material como el acero. Sin embargo y pese a ello, para 1997 ya había sido adoptado por las disposiciones sísmicas del AISC.

Dada la ambigüedad comentada previamente con relación al término de fluencia de deformación que presentaba el protocolo ATC, el SAC pretende desarrollar un protocolo de carga más específico para los marcos resistentes a momento; se consideró como base un estudio estadístico de edificios de tres, seis y nueve pisos ubicados en Los Angeles y Seattle. El resultado es el protocolo de carga del SAC que se conoce actualmente, el cual emplea en lugar de fluencia de deformación, distorsiones de entrepiso, como parámetro de control.

El protocolo SAC contiene ciclos elásticos más pequeños que el ATC, estos se agregaron debido a que se observó en Northridge que la fractura de las soldaduras se presentaba antes de la fluencia. En el suplemento dos del AISC de las disposiciones sísmicas de 1997, se reemplazó el protocolo ATC por el SAC.

En este documento emitido en 1997 se presentan los requisitos generales, actividades previas a las pruebas, configuraciones de la prueba, documentación, procesamientos de datos, reportes y generación de archivos. Además a manera de apéndices, se incluyen procedimientos de soldadura recomendados, así como la inspección de la calidad de la misma, procedimientos de instalación de tornillos de alta resistencia, pruebas de tensión de los perfiles rolados usados en el programa de pruebas del SAC, protocolos de carga para cuando se incrementan los ciclos y adquisición de datos e instrumentación y procesamiento de hojas de cálculo para la fabricación e inspección (SAC Steel Project 1997).

Por tanto, como una alternativa a la secuencia de carga del ATC se considera aceptable usar el protocolo de carga FEMA/SAC (Krawinkler *et al.*, 2000) en la historia de carga básica de este, los ciclos son simétricos en deformaciones picos. La historia se divide en pasos y la deformación pico de cada paso es dada por θ_j siendo este un valor predeterminado de ángulo de distorsiones.

El ángulo de distorsión θ , se puede definir como la deflexión de la viga dividida entre el claro de la misma (al centro de la columna) si lo que se controla es la deflexión vertical de la viga, por otra parte, si lo que se controla es la deflexión de la columna, se divide la deflexión horizontal de la columna entre la altura de la columna. Así pues, durante el experimento, se deberá controlar el desplazamiento. (SAC Steel Project 1997). La historia de carga se muestra en la Tabla 2-1 y de manera gráfica se muestra en la Figura 2-43.

Tabla 2-1 Protocolo de desplazamientos cíclicos. Adaptado de SAC (SAC Steel Project 1997)

| Paso | Ángulo de distorsión θ (Radianes) | Número de ciclos de carga |
|---------|--|------------------------------|
| 1 | 0.00375 | 6 |
| 2 | 0.005 | 6 |
| 3 | 0.0075 | 6 |
| 4 | 0.01 | 4 |
| 5 | 0.015 | 2 |
| 6 | 0.02 | 2 |
| 7 | 0.03 | 2 |
| 8 y más | Continuar con incrementos de θ de 0.01 y realizar 2 ciclos por cada paso | |

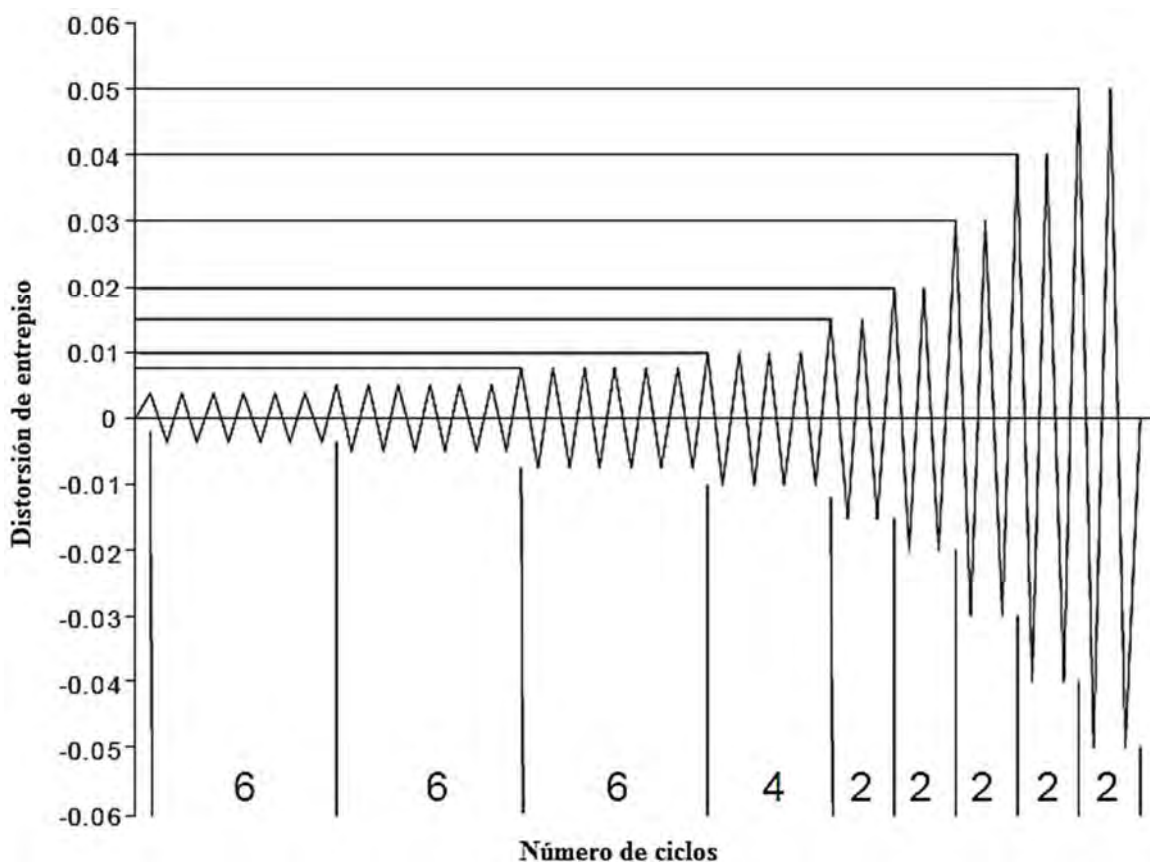


Figura 2-43 Protocolo SAC. Adaptado de Sumner (2003).

Durante la aplicación del protocolo, después del paso siete, se continúan los incrementos en pasos de 0.01 radianes y la aplicación de dos ciclos a cada paso hasta que ocurra la falla del ensamble. Se considerará que el fallo se produce cuando la carga máxima en un ciclo cae hasta el 20% de la obtenida a la carga máxima o, si el conjunto se ha degradado a un estado en el que la estabilidad bajo carga por gravedad se vuelve incierta.

2.9.5 Protocolo de carga SAC

El AISC lo ha tomado como base para incorporarlo a sus especificaciones sísmicas. En el programa SAC 2000 (empleado para las conexiones de marcos SMRF), se incluyen más ciclos elásticos pequeños que en el protocolo ATC, ya que se observó de Northridge que las fracturas de la soldadura ocurrían antes que la fluencia (Krawinkler et al. 2000).

El protocolo de carga del SAC propone dos variantes en la aplicación de las cargas o desplazamientos, uno es en el extremo libre de la viga (imagen izquierda de la Figura 2-44); mientras que la segunda opción es aplicar los desplazamientos en la parte superior de la columna como se aprecia en la imagen derecha de la Figura 2-44 (SAC Steel Project 1997).

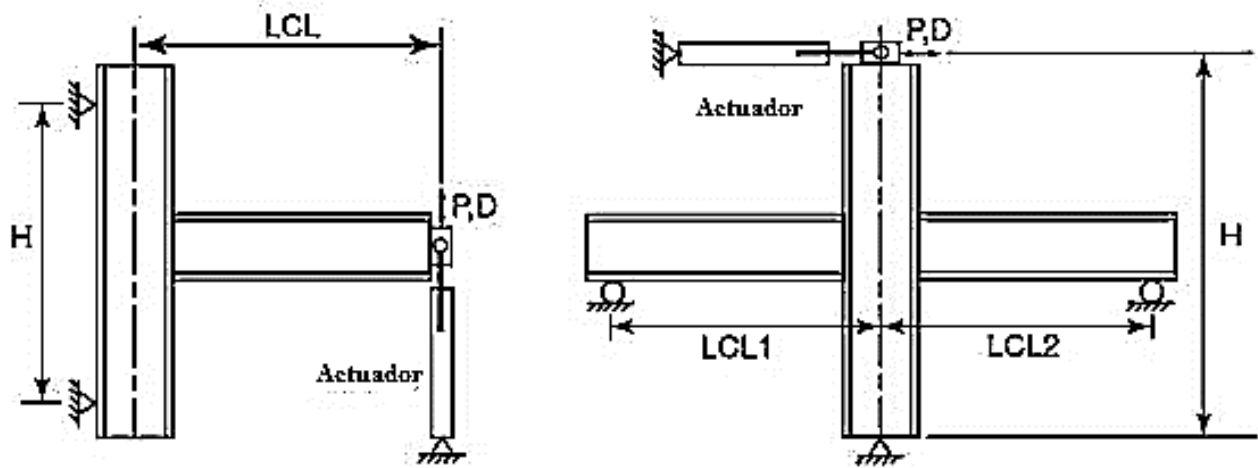


Figura 2-44 A la izquierda, configuración con control de desplazamiento de la viga, a la derecha configuración con control de desplazamiento en la columna. Adaptado de <http://www.sacsteel.org/connections/AppA.html>

2.9.6 Diferencias entre los protocolos ATC y SAC

El protocolo SAC en su fase uno estaba basado en el ATC-24, una de las desventajas de este procedimiento, es que el ATC recomienda para modelos que experimenten falla frágil (por ejemplo soldadura) realizar al menos 3 especímenes idénticos; el mejor mediador entre el componente de la demanda sísmica parece ser la distorsión, este es el parámetro de control para la historia de carga.

La principal diferencia entre los protocolos ATC-24 y SAC es que el SAC se controla meramente por deformación y en el ATC-24 por deformación de fluencia (Figura 2-45). El protocolo de SAC probó ser de mucho más fácil manejo que el ATC-24 porque los valores de la distorsión permanecen constantes para todos los experimentos, haciendo innecesario calcular la primera fluencia de deflexión del espécimen (Boorse 1999).

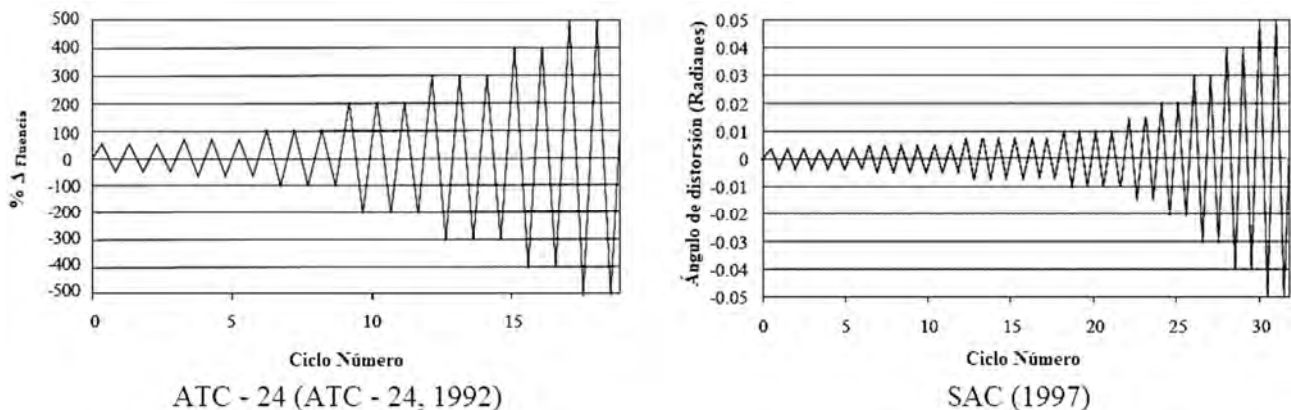


Figura 2-45 Comparativa entre protocolos cíclicos ATC-24 y SAC. Adaptado de Krawinkler (2009).

Con base en lo observado en Northridge, el protocolo SAC cambió tres aspectos del ATC:

- Fijar valores de rotación en distorsiones como parámetro de control en lugar de la fluencia de deformación.
- Incremento los rangos de amplitud de 0.125% a 1% de distorsión.
- El número de ciclos de cada rango de amplitud paso de dos a seis. El protocolo SAC contiene más ciclos de baja amplitud para considerar los hallazgos de sismos recientes (Shen et al. 2006).

2.9.7 Consideraciones adicionales a los protocolos de carga

Se recomienda interrumpir el ciclo básico durante el último ciclo de carga y llevarlo a pequeños incrementos para evaluar la degradación de rigidez, para esto, después de alcanzar un pico (sea positivo o negativo) se debe descargar y someter a dos ciclos de distorsión igual a 0.005 radianes. La historia de cargas deberá continuar hasta que sea evidente un deterioro de la resistencia, un deterioro severo se puede definir como una deformación pico de menos del 40% del pico de carga observado.

La mayoría de los protocolos no indican cual es la amplitud máxima que se debe aplicar; frecuentemente los ensayos se terminan cuando la amplitud aplicada satisface ciertos objetivos específicos como la cantidad de deformación a la cual la resistencia cíclica ha disminuido hasta el 80%.

Cuando un espécimen se ensaya desplazando horizontalmente la columna, el extremo libre de la viga debe restringirse contra el movimiento vertical y permitir traslación horizontal, de otra manera de forma inadvertida se introducirá una rotación de cuerpo rígido del espécimen entero en la dirección de la carga (SAC Steel Project 1997).

Se desea explorar y verificar a través del método de elementos finitos, mediante el programa Abaqus, que efectivamente, el resultado es el mismo, independientemente de la disposición de aplicación del desplazamiento al que se someta al espécimen, para ello, se aplica el protocolo de desplazamientos del SAC controlando los desplazamientos sobre un modelo de elementos finitos de una conexión de placa extremo, empleada en una conexión de viga IR al patín de una columna IR (Sumner E. 2003), desplazando en un caso la viga (Figura 2-46) y en el otro la columna (Figura 2-47), para comparar la curva momento – rotación obtenida con ambos modelos.

Se procedió a, una vez calibrado el modelo de Sumner (2003) comentado más adelante, aplicar el desplazamiento cíclico en el extremo en voladizo de la viga articulando ambos extremos de la columna, de modo que ésta no transmita momentos, posteriormente, se realiza otro análisis del mismo modelo, considerando ahora que el extremo inferior de la columna se halla articulado en la base, el extremo libre de la viga se encuentra restringido al movimiento en el eje Y (vertical) permitiendo desplazamientos en el sentido horizontal y los desplazamientos cíclicos se asignan en esta ocasión en el extremo superior de la columna, obteniéndose el estado de esfuerzos de la conexión mostrado en la Figura 2-48.

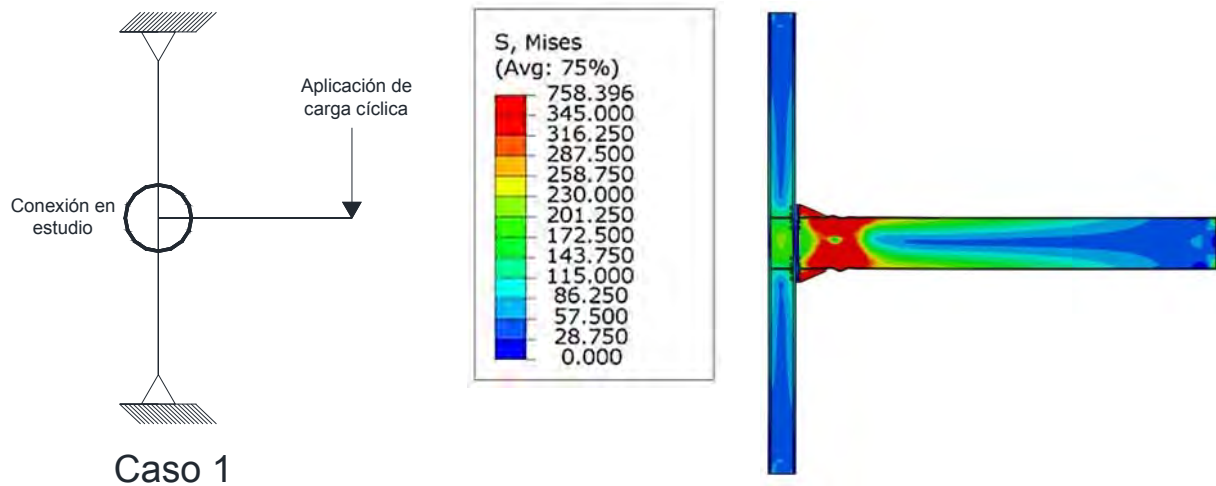


Figura 2-46 Caso 1: Desplazamientos aplicados en el extremo en voladizo de la viga; a la derecha vista del modelo de elemento finito en su configuración deformada y con distribución de esfuerzos Von Mises.

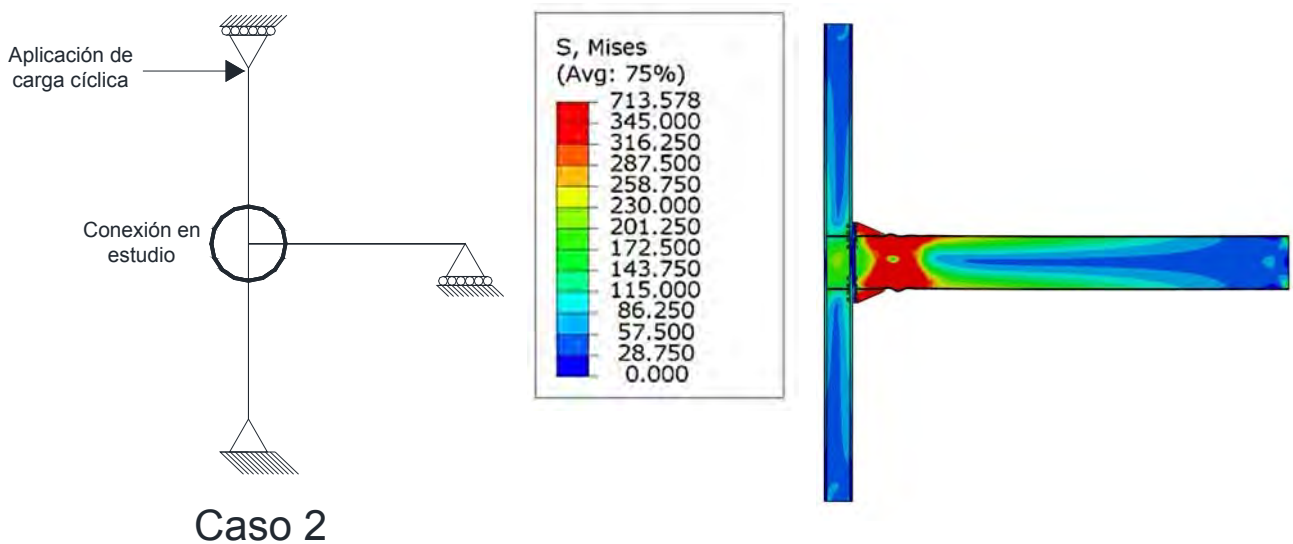


Figura 2-47 Caso 2 Desplazamientos aplicados en el extremo superior de la columna; a la derecha vista del modelo de elemento finito en su configuración deformada y con distribución de esfuerzos Von Mises.

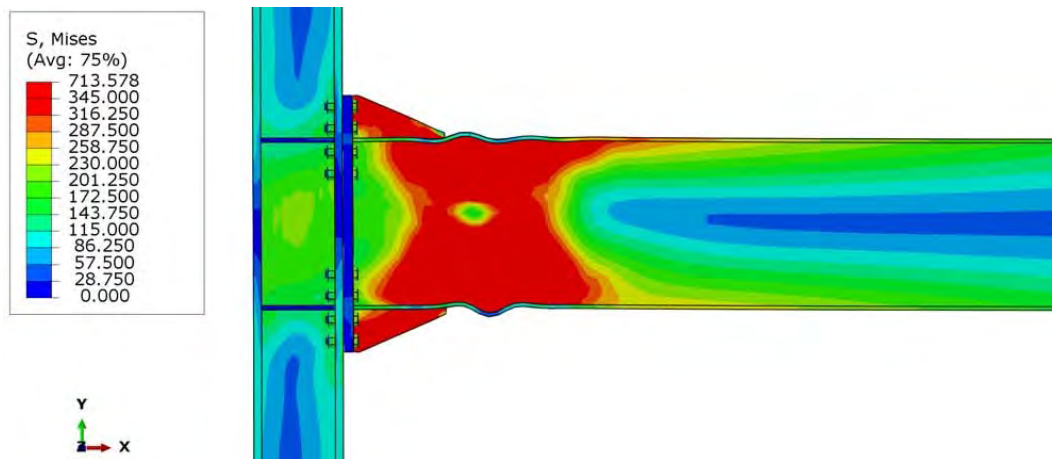


Figura 2-48 Vista deformada del caso 2 desplazando la parte superior de la columna mostrando el estado de esfuerzos de Von Mises en la conexión.

Operando con los resultados obtenidos se concluye que el resultado es prácticamente el mismo, en cuanto a la curva momento-rotación de la conexión si se aplican los desplazamientos en el extremo libre de la viga, o bien en el extremo superior de la columna (Figura 2-49).

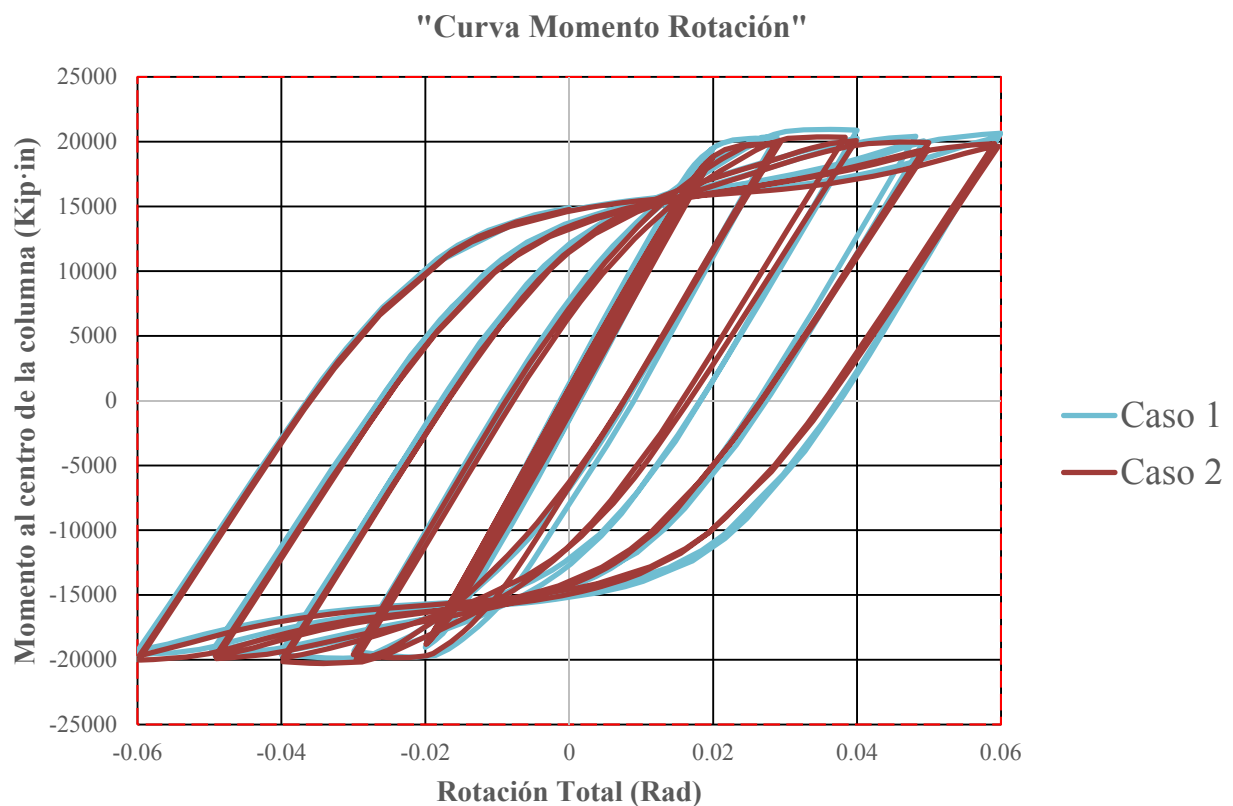


Figura 2-49 Curvas histeréticas empataadas desplazando la viga y desplazando la columna.

CAPÍTULO III

ESTUDIOS PREVIOS

3.1 Estudios experimentales y analíticos sobre conexiones precalificadas

Hasta la edición más reciente del documento de conexiones precalificadas (AISC 358-16 2016) se incluyen en total nueve tipos de conexiones: RBS, BEP, BFP, WUF, KBB, ConXtech, SidePlate, Simpson Strong-Tie y Doble T, las cuales fueron precalificadas previamente por la vía experimental y analítica. Enseguida, de manera breve se da un repaso a través de los antecedentes y estudios previos de algunos estudios de estas conexiones.

Es importante recordar que los sismos de Northridge en Estados Unidos y Kobe en Japón, fueron eventos que marcaron un antes y después en las estructuras de acero, en específico en el tema de conexiones, llevando a los ingenieros a replantearse mucho del procedimiento seguido hasta entonces tanto en diseño como en ejecución, estas dudas se intentaron resolver a través del desarrollo de experimentos, si bien muchos de ellos realizados en Estados Unidos y Japón por ser zonas con importante actividad sísmica y que resultaron severamente afectados por los sismos ya mencionados, otros países también han mostrado interés en el tema realizando aportes, sea mediante pruebas de laboratorio o realizando estudios analíticos mediante programas de análisis de elemento finito, siendo generalmente los estudios desarrollados en cada país enfocados en las prácticas de construcción más comunes en ellos, por ejemplo, perfiles que se emplean de manera típica, conexiones más usuales, etcétera.

Por citar solo algunos de los estudios presentados en esta tesis, de Europa, se puede mencionar los trabajos en Bélgica Bursi y Jaspart en 1998 empleando los programas Lagamine y Abaqus, en España por Foces y Garrido en el 2007 utilizando el programa Cosmos, en Rumania: en el 2012 Balci, Chira y Chira usando Abaqus, así como Siddick Hossain en el 2014 quienes han realizado estudios referentes al comportamiento de la conexión de tipo placa extremo ante cargas incrementales y cíclicas respectivamente. De Asia, se presentan artículos de la India, donde Kaushik, Sharma y Kumar en el 2013 estudian la conexión con placa extremo mediante el programa de elemento finito Ansys, en el mismo país Saraswati, Murty y Sehgal en el 2008 estudian a través de Abaqus cómo mejorar conexiones que llegan al eje débil de una columna. En el mismo continente, en Irán Shadmanheidari, Ahmady, Kayhani y Shadmanheidari en el 2012 evalúan la conexión tipo WUF atornillada al alma, Deylami y Ahsraf en el 2004 estudian la el comportamiento no lineal mediante Ansys de la conexión tipo SidePlate, esta misma conexión se estudia en Taiwán en el trabajo presentado por Chou, Tsai, Wang y Jao en el 2008 quienes estudian con el programa Abaqus su comportamiento sísmico, en el mismo continente asiático, en Corea del sur y considerando que en él resulta común encontrar conexiones por el eje débil de una columna, puede mencionarse los trabajos experimentales realizados por Sang-Dae, Sang-Seup y Young en 2007 evaluando cuatro distintos detalles de conexión, por otra parte, Lee, Li, Chen, Hwan Oh y Jung en el 2012 estudian de manera experimental el comportamiento de conexiones tipo árbol y tipo WUF atornilladas llegando ambas al eje débil de una columna, por último, en Líbano, se encuentra el artículo publicado por Ismail, Fahmy, Khalifa y Mohamed en el 2016) quienes mediante el software Abaqus estudian el comportamiento de las conexiones con placa extremo.

En Latinoamérica, puede mencionarse el aporte de Maggi en Brasil empleando el programa Ansys estudiando el comportamiento de conexiones con placa extremo extendidas, en Colombia, Carolina Andrade García estudia de manera experimental y analítica empleando Ansys el comportamiento de conexiones llegando al eje débil de una columna de sección I. En nuestro país

se encuentra el trabajo desarrollado por Martín del Campo Flores y Gómez Bernal (2010) quienes de forma experimental estudian conexiones rígidas de vigas de perfil I conectadas mediante soldadura a columnas rectangulares HSS, variando el tipo de conexión, soldando directamente un espécimen, y empleando además diafragmas como refuerzo externos en un segundo espécimen y con rigidizadores internos en un último espécimen, concluyendo que de los tres modelos ensayados aquel que presento mejor comportamiento y alcanzó el mayor momento resistente fue la conexión con diafragmas externos. También en nuestro país se encuentra el trabajo desarrollado por Santiago Peralta quien compara con el programa Ansys el comportamiento de variantes en la geometría de conexiones tipo BFP.

Por último, las investigaciones desarrolladas principalmente en Estados Unidos han sido la base que toma el AISC para la generación de su documento de conexiones precalificadas, una de las conexiones más estudiada es la placa extremo; Krishnamurthy, pionero en el estudio de este tipo de conexiones, propuso en 1978 una nueva metodología de diseño para las placas extremo; otros de los interesados en esta conexión fueron Tsai y Popov, quienes en 1990 presentan un estudio acerca del comportamiento ante cargas cíclicas de este tipo de conexión. Boorse en 1999 estudia el comportamiento de esta conexión cuando la placa es recortada, Sumner, Mays y Murray en el 2000 enfocan su estudio en el comportamiento ante acciones sísmicas y de viento, trabajos que a la postre son la base de la guía de diseño número cuatro para placas extremo del AISC, en el 2003 Sumner presenta como su tesis doctoral un proceso de diseño para conexiones de tipo placa extremo sometidas a cargas cíclicas desarrollándolo tanto por la vía experimental como analítica empleando Ansys. En años recientes (2012) Elmerdash presenta un artículo en el cual a través del método de los elementos finitos y el programa Ansys estudia el comportamiento de las conexiones de placa extremo. Otra de las conexiones más estudiadas en estados unidos es la de viga de sección reducida (RBS por sus siglas en inglés) entre los trabajos más relevantes se encuentran el de Engelhardt en 1996 donde parte de los orígenes de esta conexión y detalla su funcionamiento, Moore y Feng en el 2007 presentan un procedimiento de diseño para este tipo de conexión al emplearse en marcos dúctiles. Zhang, Ricles, Lu y Fisher en el 2004 estudian el comportamiento sísmico de esta conexión empleada en columnas aperaltadas. Dentro de las conexiones tipo BFP puede citarse a Teeraparbong quien en el 2001 en su tesis doctoral estudia el comportamiento cíclico inelástico de esta conexión. El mismo tipo de conexión es estudiado por Sato, Newell y Uang en el 2007 por la vía experimental. Aunque en menor medida que otro tipo de conexiones, y pese a no ser una práctica usual en Estados Unidos se encuentran también estudios de conexiones llegando al eje débil de una columna por mencionar algunos se encuentran: Pourbohloul, Wang y Driscoll en 1983 para la universidad de Lehigh evalúan diez especímenes variando arreglos en ellos y sometiendo los a tensión para estudiar las fallas por fractura, Rentschler y Chen en 1977 estudian experimental y teóricamente, ensayando cuatro conexiones a escala real, en conexiones con soportes se encuentran los trabajos realizados por Blaney, Uang, Kim, Sim y Adan en el 2010, mediante el programa Ansys y de manera experimental, para evaluar si los soportes son una alternativa viable para reparar las conexiones dañadas tras Northridge, por último, Bleiman, et al en 1996 estudian de manera experimental cuatro especímenes variando el tipo de soporte empleado, utilizando tanto placas como tubos con el objetivo de estudiar su comportamiento para la rehabilitación de marcos dañados. Los aquí citados son solo algunos de los diversos estudios que pueden encontrarse en la literatura referente a conexiones, todos los estudios recién mencionados se describen a detalle en apartados siguientes.

3.1.1 Conexión con viga de sección reducida tipo RBS (*Reduced Beam Section*)

Esta conexión apareció después del sismo de Northridge y se precalificó para marcos tipo SMF. En principio, esta es una conexión bastante confiable en la que se debilita intencionalmente la viga al reducir la sección de los patines a cierta distancia de la cara de la columna (Figura 3-1), disminuyendo así su capacidad a momento y propiciando que ahí se desarrolle la articulación plástica, la reducción se hace de forma circular en los patines superior e inferior de la viga soldando la viga a la columna con soldadura de penetración completa (CJP) (FEMA-350 2000).

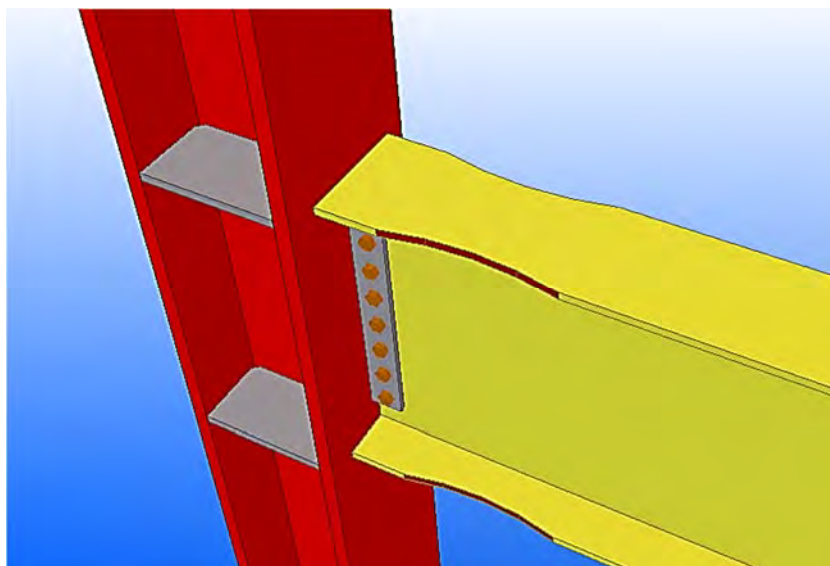


Figura 3-1 Conexión tipo RBS.

Este tipo de conexión pese a no ser de muy amplia aplicación en nuestro país, si se emplea en Estados Unidos. De hecho, esta y la conexión de placa extremo, fueron las primeras en adquirir el grado de precalificadas por el AISC.

Los orígenes de esta conexión se remontan a Luxemburgo, donde en 1992, la compañía ARBED poseía los derechos de patente en Estados Unidos de la conexión de sección reducida, recién sucedió el sismo de Northridge, la empresa renunció a sus derechos en favor del ejercicio de la profesión, este gesto, favoreció al uso de las conexiones RBS en las construcciones de acero resistentes a momentos posteriores a Northridge (Moore et al. 1999).

De acuerdo a numerosos estudios y pruebas, este tipo de conexión provee una excelente disipación de energía y capacidad significativa de rotación; dos características primordiales asociadas a un buen comportamiento para un marco resistente a momento. Existen dos conceptos básicos en las modificaciones que sufrieron las conexiones post-Northridge, uno es mediante el refuerzo y otro el debilitamiento. Dentro de esta segunda categoría cae la conexión RBS, también conocida como “conexión hueso de perro”, esta conexión se considera como un fusil dúctil en un sistema estructural como se observa en la Figura 3-2 (Engelhardt et al. 1996).



Figura 3-2 Conexión tipo RBS ensayada por Engelhardt, se observa como la fluencia se presenta en la zona intencionalmente debilitada (Engelhardt et al. 1996).

Dentro de las conexiones RBS existen varios tipos de cortes, estos pueden ser rectos, cónicos, o radiales, siendo estos últimos los que han mostrado mejor desempeño (Figura 3-3), esto debido a que en cortes rectos o cónicos, se ha observado que se presentan concentraciones de esfuerzos en las esquinas. Otra de las ventajas de esta conexión, es que al evitar las placas de refuerzo que aplican para otros tipos de conexiones se convierte en una solución económica a la par que es eficiente (Moore et al. 1999).

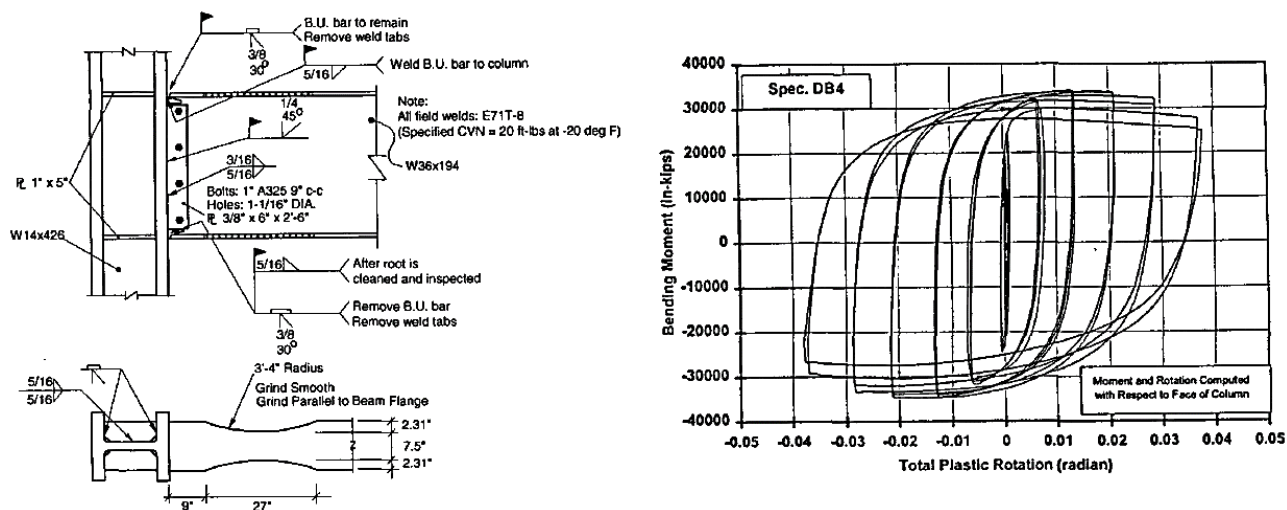


Figura 3-3 Ejemplo del comportamiento de un espécimen de prueba de laboratorio de una viga de sección reducida. A la izquierda se muestran detalles del espécimen de prueba ensayado por Engelhardt, a la derecha se observa la respuesta del espécimen de prueba (Moore et al. 1999).

Moore y colaboradores (1999) resaltan el hecho de que un gran número de elementos de tipo RBS fueron evaluados bajo diversas condiciones, por varios investigadores [Plumier, (1997) y Chen et al., (1966) por citar solo algunos] y en ninguno de los casos la conexión mostro un pobre desempeño, lo cual muestra que la conexión es bastante robusta y confiable. Es de considerar además, que al realizar el recorte en los patines, se reduce la rigidez lateral del elemento, lo cual puede degradar a la viga bajo la condición de pandeo lateral torsional (LTB por sus siglas en inglés). De las pruebas realizadas, solo en una de ellas la conexión experimentó una fractura en la soldadura de ranura en el patín inferior, dicha fractura se originó en el agujero de acceso de la soldadura, sin embargo, incluso esta conexión logró desarrollar 0.038 radianes de rotación plástica antes de la fractura. En cuanto a las condiciones de carga, se ensayaron diversos especímenes bajo diversos tipos de carga, un espécimen se ensayó con carga monótona hasta la falla y dos más usando un protocolo de carga que representase el movimiento del suelo, por último, dos especímenes se ensayaron con cargas dinámicas (cabe mencionar que en todos los casos de carga, la conexión se comportó de manera satisfactoria).

Si bien, existen diversos estudios con respecto a esta conexión, restan aún muchas variantes que no han sido revisadas, un ejemplo de esto son las conexiones tipo RBS en el eje débil de las columnas de patín ancho, así mismo, a la fecha no se han estudiado estas conexiones con zonas de panel muy débiles, o bien cuando se requieren y cuando no las placas de continuidad, esto pues Moore y colaboradores (1999) presentan el registro de 43 ensayos de conexiones tipo RBS, algunas de ellas parte de los estudios del SAC, en las cuales, en todos los casos se incluían placas de continuidad.

Engelhardt presenta un procedimiento de diseño basado en una publicación del FEMA (FEMA-267 1995), con la diferencia que este documento limita el esfuerzo máximo en la cara de la columna al 90 por ciento del límite de fluencia de la columna, en tanto que en su procedimiento, Engelhardt acepta este valor como la totalidad del límite de fluencia de la viga, esto para reducir las dimensiones de los recortes, así como para no tener que requerir placas de refuerzo (Moore et al. 1999).

Dentro de las publicaciones en años recientes, se presenta el desarrollo de un ejemplo de conexión de tipo RBS para un marco dúctil siguiendo las especificaciones de las normativas sísmicas del AISC (Moore y Feng 2007).

Si bien, muchos investigadores y diseñadores creen que el agujero de acceso a la soldadura tiene influencia en el comportamiento de la conexión, a la fecha no hay un consenso para la forma y tamaño óptimo de este, quedando su definición en manos del fabricante siempre con apego a lo indicado por las recomendaciones de la AWS (Moore et al. 1999).

Engelhardt y colaboradores (1996) emitieron recomendaciones para los radios de corte de la viga; el principal objetivo en el desarrollo de nuevas conexiones post-Northridge fue proveer una alta respuesta dúctil, comportamiento confiable y económico, reforzando las conexiones dañadas. Sin embargo, esto incrementa el costo de las mismas, una manera de mejorar el comportamiento de una conexión, no es reforzarla a ella directamente, sino debilitar a la viga, funcionando ésta además como un “fusible”. De esta manera, se intercambia una pequeña disminución en la fuerza por una gran ductilidad, vital para un comportamiento adecuado ante sismos (Figura 3-4).

En su artículo, Engelhardt (1996) centra su atención en la aplicación de esta conexión en un edificio de 25 niveles localizado en Salt Lake City en una zona sísmica tipo 3 de acuerdo al UBC (*Uniform Building Code*). En tal proyecto colaboraron la universidad de Texas en Austin, así como la firma HKS y W&W Steel, los cuales definieron entre conexiones reforzadas, conexiones atornilladas y la de sección reducida, optando por esta última como la solución más efectiva en costo. Para este proyecto en particular, se realizaron pruebas para evaluar detalles en específico y su comportamiento en perfiles W36. En estas pruebas las vigas se consideraron como en voladizo, sujetas a cargas cíclicas siguiendo los protocolos de carga del ATC-24.

El objetivo principal de este programa fue verificar si la conexión era capaz de desarrollar rotaciones plásticas de al menos 0.03 radianes como se sugiere en el *SAC Interim guidelines*. (SAC Steel Project 1997).

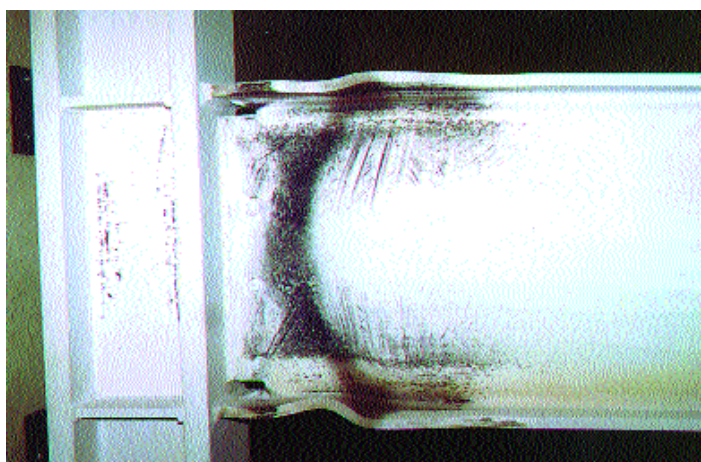


Figura 3-4 Modelo de viga RBS desarrollando articulación plástica en la sección reducida de la viga (Engelhardt et al. 1996).

La serie de pruebas desarrolladas demostró que la conexión tipo hueso de perro con corte radial mostró un comportamiento de alto nivel y de acuerdo a la gran cantidad de conexiones a emplear en el proyecto, la comparación de costo mostró que esta alternativa era la solución más económica cumpliendo además con los requerimientos de ductilidad necesarios (Engelhardt et al. 1996).

Con base en los resultados de los análisis, las conexiones RBS tienden a reducir el potencial de fracturas dúctiles comparadas con las conexiones tipo WUF. Del trabajo se concluyó lo siguiente:

- El potencial de fractura dúctil depende del módulo de sección y la rigidez torsional de la sección de la columna.
- Una zona de panel débil puede aumentar significativamente el potencial de fractura dúctil de la conexión, por ello es recomendable diseñar las conexiones con una zona de panel equilibrada.
- Una losa de piso puede reducir significativamente el desplazamiento lateral del patín inferior de la viga en la conexión tipo RBS y una cantidad de torsión desarrollada en la columna.

- Todos los especímenes ensayados cumplen con los criterios de las normas sísmicas del AISC.
- Un apoyo suplementario al final de la RBS reduce de manera significativa el movimiento transversal de los patines de la viga y el giro en la columna.
- Es necesario un nuevo procedimiento para determinar la carga de torsión aplicada a la columna debido al pandeo lateral de conexión RBS (Engelhardt et al. 1996).

Este tipo de conexiones, resultan ser más eficientes que las conexiones WUF, pues reducen el potencial de fractura dúctil. Asimismo, cuando se coloca una losa compuesta sobre conexiones de este tipo, estas reducen la posibilidad de torsión en las columnas (Zhang et al. 2004).

3.1.2 Conexión con placa extremo atornillada tipo BEP (Bolted End Plate)

Son de las conexiones preferidas por los fabricantes por su sencillez (Figura 3-5) y buen comportamiento demostrado, el cual es similar a la T Stub. De los primeros estudios con relación a su comportamiento se tiene el de Krishnamurthy (1978), cuya labor había comenzado desde seis años antes, en los cuales estudió:

- a) Factibilidad, sensibilidad, convergencia y estudios paramétricos, de conexiones completas y componentes específicos, a través del elemento finito, incluyendo:
 - Análisis en 2D de cerca de 200 conexiones y más de 100 sujetadores tipo T.
 - Análisis en 3D para muchos casos y especímenes de pruebas de conexiones con placa extremo y sujetadores en T.
- b) Pruebas en los siguientes especímenes:
 - 24 conexiones placa extremo.
 - 14 sujetadores tipo T.
 - 18 modelos foto-elásticos de sujetadores T.

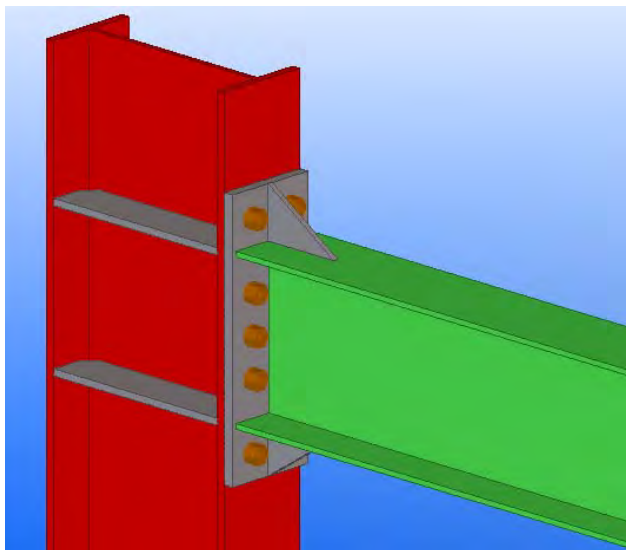


Figura 3-5 Conexión tipo BEP (Placa extremo atornillada).

Previo a Krishnamurthy (1978), el diseño para las conexiones con placa extremo se realizaba asumiendo fuerzas de apalancamiento, este método consiste en suponer que la zona de la placa extremo cercana al patín, funciona como una sección T, en la cual se concentra una fuerza Q que se desarrolla como respuesta en el sistema cargado, este procedimiento resultaba en diseños con placas más gruesas de lo aparentemente necesario. Krishnamurthy (1978) detalla el método de la fuerza de apalancamiento, la región de la placa alrededor del patín de tensión se considera análogo a un sujetador en T (Figura 3-6).

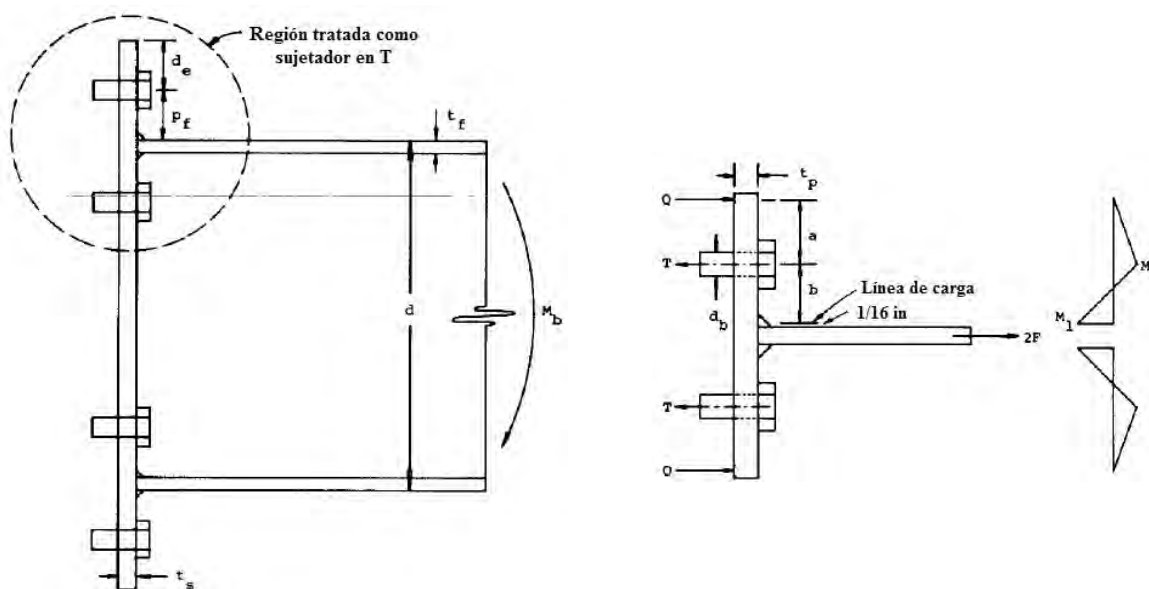


Figura 3-6 Analogía de sujetador en T para la placa extremo (Krishnamurthy 1978).

La mayor asunción de todos los modelos analíticos propuestos, es que en la zona cercana a la orilla de la T se desarrolla una fuerza de apalancamiento Q , en respuesta a la carga aplicada sobre el alma de la T.

Así pues, Krishnamurthy (1978) propone un procedimiento de diseño para las placas extremo; el cual aporta dos conceptos:

- Aplicación de una teoría clásica simple a un modelo básico.
- Modificación por un factor que incorpora la influencia para secciones compactas.

El procedimiento de Krishnamurthy se recomienda tanto para conexiones viga-columna como para empates entre vigas; otra de las ventajas de su método es que reduce los espesores de la placa extremo, aunque se debe tener cuidado porque esta reducción reduce también en cierto grado la rigidez de una conexión (Krishnamurthy 1978).

Más enfocado en el comportamiento ante cargas cíclicas, Sumner en el 2003 presenta su tesis doctoral donde realiza prueba experimentales que después compara con resultados obtenidos del programa de elemento finito Ansys, para diversas configuraciones de placa extremo, evaluando conexiones de cuatro y ocho tornillos, rigidizadas y sin rigidizar, así como la contribución de las

losas de concreto cuando estas se encuentran sobre la conexiones. Evalúa además las conexiones antes cargas monotónicas. Como producto de su investigación, Sumner E. (2003) entrega un procedimiento de diseño para este tipo de conexiones concluyendo además, que tanto las conexiones con cuatro tornillos sin rigidizar como las de ocho tornillos rigidizadas alcanzan la resistencia y ductilidad requerida para su uso en zonas sísmicas de Estados Unidos. Sumner encontró además una muy buena correlación entre los resultados experimentales y analíticos con una relación promedio de 0.99 para la flexión de la placa extremo y para 0.98 para la flexión del patín de la columna así como la fuerza en los tornillos. Otro de los aportes de Sumner (2003) es hacer notar que cuando existe una losa compuesta sobre la conexión las demandas se incrementan hasta en un 27% (Sumner E. 2003).

Pruebas cíclicas de conexiones a momento en placa extremo

Los primeros trabajos de investigación para las conexiones de placa extremo para secciones cruciformes fueron realizados por Johnston y Walpole (1981). Estas conexiones fueron diseñadas para estudiar las recomendaciones previas para cargas monotónicas con los estándares de diseño de Nueva Zelanda, los resultados mostraron que las conexiones de placa extremo transmitían la fuerza necesaria para forzar a que la mayoría de las deformaciones inelásticas ocurriesen en la viga. Sin embargo, las conexiones diseñadas para menor capacidad de la viga no alcanzaron la ductilidad requerida (Murray y Sumner 2004).

Las fuerzas en los tornillos deben revisarse por separado, a este respecto varios autores han propuesto diferentes líneas de fluencia [Astaneh-Asl, 1996; Murray y Sumner, 2004, entre otros]. Tsai y Popov (1990), encontraron con sus estudios de conexiones con placa extremo de cuatro tornillos extendidas rigidizada y sin rigidizar que los procedimientos de diseño empleados hasta entonces, que consideraban cargas monotónicas, deberían ser modificados para cargas sísmicas.

Ghobarah et al. (1990) estudiaron el comportamiento de las placas extremo sujetas a cargas cíclicas, enlistando la formación de líneas de fluencia en sus modelos, siendo los modos de fallo deseables: la formación de líneas de fluencia en la placa extremo y la flexión del patín de la columna. Estudiaron además las placas extremas rigidizadas y sin rigidizar concluyendo que un adecuado dimensionamiento de la conexión con placa extremo disipa energía de manera adecuada sin pérdida considerable de energía. Estos autores recomiendan además, para conexiones sin rigidizar, diseñar este tipo de conexiones para resistir un 30 por ciento más del momento nominal plástico de la viga para compensar la degradación de fuerza de pretensión de los tornillos.

Estas conclusiones son resultado de ensayar cinco especímenes sujetos a cargas cíclicas con la intención de llevarlos al rango inelástico y con base en ello definir el efecto de factores como el espesor de placas, fuerzas de pretensión en los tornillos, rigidizadores en los patines de las columnas.

De sus trabajos se observa lo siguiente:

- No se recomienda para zonas sísmicas columnas sin rigidizar.
- Con ciclos de carga repetidos se tiene una degradación de la fuerza de pretensión en la tornillería, por ello, para que no se pierda esta fuerza sugieren diseñar los tornillos para resistir 1.30 veces el momento plástico de la viga.

- Si se usa una placa extremo sin rigidizar se recomienda diseñarla igualmente para un 1.30 del momento plástico de la viga (Ghobarah et al. 1990).

No puede mencionarse esta conexión sin hacer referencia a Murray, quien publica años después en colaboración con Sumner un procedimiento de diseño que a la postre es incorporado por el AISC a su guía de diseño número cuatro para el diseño de conexiones de placa extremo con aplicaciones sísmicas y para viento “*Extended end-plate moment connections seismic and wind applications*” (Murray y Sumner 2004).

3.1.3 Conexión con cubreplacas atornilladas tipo BFP (*Bolted Flange Plate*)

La conexión con placas atornilladas a los patines (Figura 3-7) es quizás junto con la conexión de placa extremo de las preferidas dentro de la construcción en acero en México, al igual que las BEP, es de las conexiones de las que más información, estudios, ensayos y referencias se encuentran. Entre los estudios previos a destacar, se encuentra el realizado por Astaneh-Asl (1996) quien estudia el comportamiento cíclico de tres tipos de conexiones bajo cargas severas cíclicas (Figura 3-8).

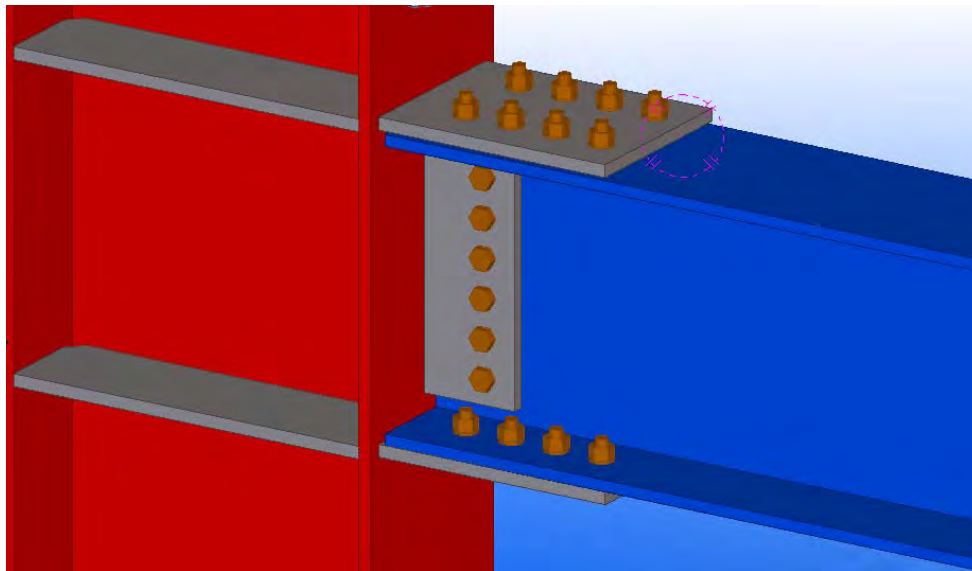


Figura 3-7 Conexión con placas atornilladas en patines (BFP por sus siglas en inglés).

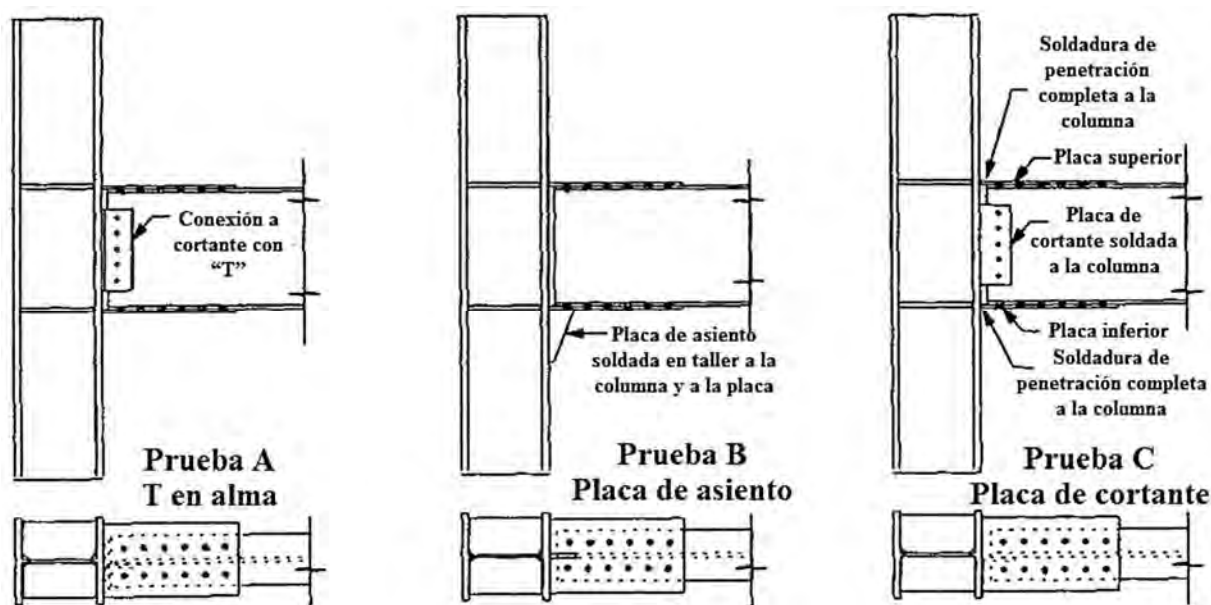


Figura 3-8 Especímenes de prueba para conexiones con placas atornilladas en los patines superior e inferior (Astaneh-Asl 1996).

La única diferencia entre los tres especímenes mostrados en la figura anterior es el mecanismo de transferencia de cortante. De los resultados obtenidos se puede concluir que:

- 1) La rigidez inicial de los modelos atornillados y soldados es casi la misma, después de varios ciclos de carga, la rigidez de los atornillados es ligeramente menor que en los soldados
- 2) Conforme continúan los ciclos de carga, ambos especímenes continúan desarrollando grandes capacidades de momentos.
- 3) El deslizamiento en conexiones atornilladas es muy estable y después de este deslizamiento los especímenes atornillados fueron capaces de recuperar su rigidez elástica.
- 4) Dado el deslizamiento y fluencia dúctil de las placas superior e inferior y las conexiones a cortante, la ductilidad rotacional de los modelos atornillados es casi el doble de los especímenes soldados.
- 5) En especímenes soldados prácticamente no hubo pandeo, se observó ligeramente después de diez ciclos. En este tipo de especímenes se observó un severo pandeo en patines; en muchos casos, el severo pandeo local fue tanto que las vigas hubieron de ser reemplazadas.
- 6) En los modelos atornillados, cuando la placa del patín se sujeta a compresión, fluye en el área entre la soldadura de la columna y la primera fila de los tornillos. La misma placa sujeta a tensión fluye entre la primera y segunda fila de tornillos con un ángulo de 45 grados (Figura 3-9) en conexiones completamente soldados ambas fluencias, tensión y compresión ocurren en la zona afectada por el calor del patín soldado adyacente a la línea de la soldadura que conecta el patín con la columna (Figura 3-10).
- 7) La separación en los especímenes atornillados en las áreas de tensión y compresión entre la placa y el patín es una de las principales razones del comportamiento dúctil de este tipo de conexiones, por esta separación, el deterioro de la rigidez debido al efecto Bauschinger es casi inexistente.

- 8) El comportamiento cíclico de los modelos atornillados fue muy dúctil, alcanzando más de 15 ciclos inelásticos llegando a rotaciones de más de 0.03 radianes.
- 9) Como se esperaba, la rigidez rotacional de las conexiones fue menos que infinita como se asumía, los tres especímenes atornillados pueden clasificarse como conexiones rígidas.
- 10) El deslizamiento en conexiones atornilladas fue pequeño cerca de 1/8 de pulgada (después de 10 ciclos inelásticos).
- 11) En conexiones atornilladas, el momento de fluencia que causa deslizamiento, puede predecirse bien usando coeficientes de fricción de 0.33 (para superficies sin pintar clase a) (Astaneh-Asl 1996).

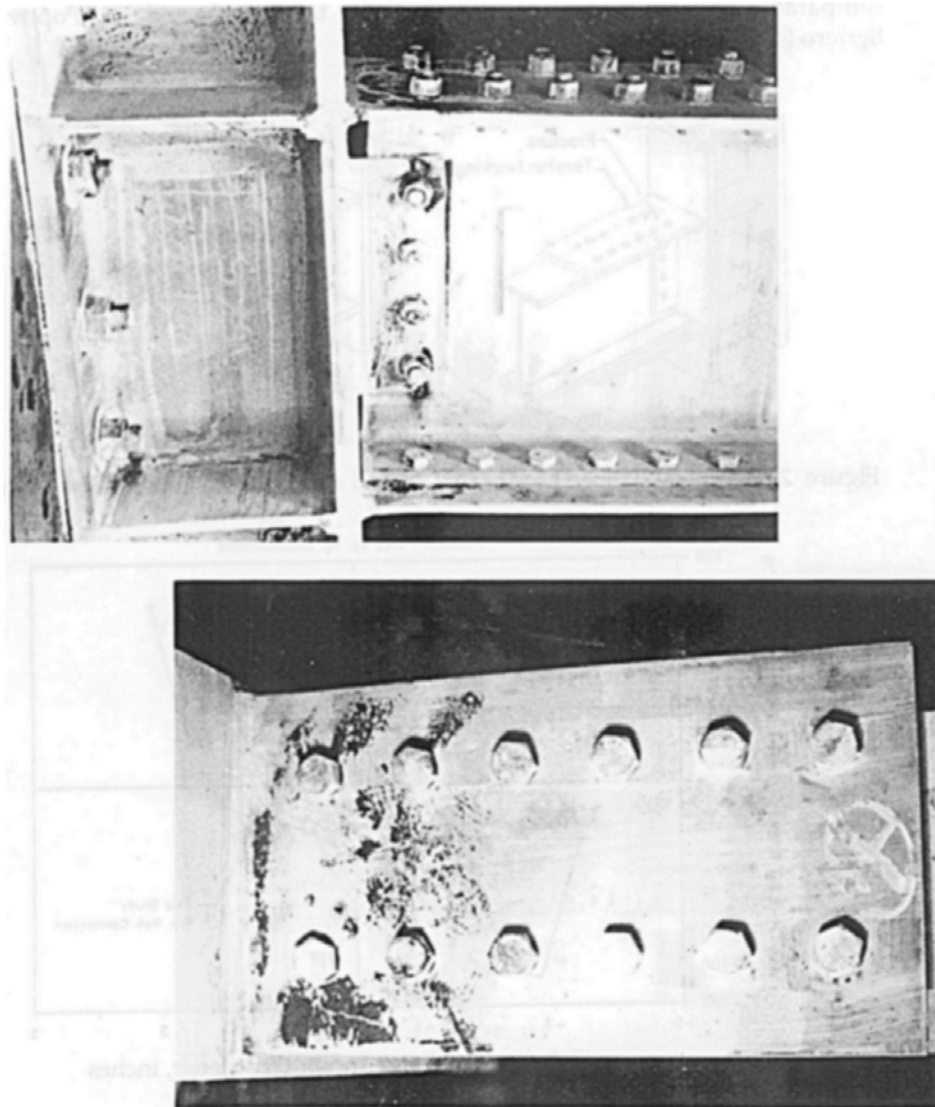


Figura 3-9 Conexión BFP después del ensayo realizado por (Astaneh-Asl 1996), se observan las trayectorias a 45 grados en las primeras dos líneas de tornillos de izquierda a derecha.

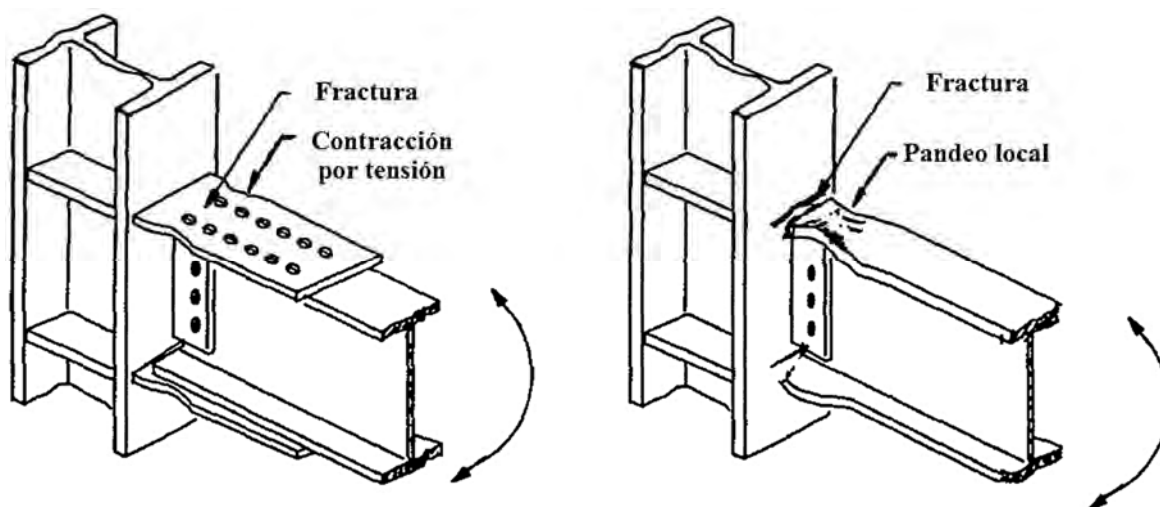


Figura 3-10 Modos típicos de falla en conexiones soldadas y atornilladas (Astaneh-Asl 1996).

Posibles modos de falla de la conexión BFP

Los modos de falla dúctil para conexiones en patines son:

- Deslizamiento de los tornillos en los patines.
- Fluencia del área total de las placas en los patines superior e inferior.
- Fluencia por aplastamiento de los agujeros para los tornillos en los patines y en las cubreplacas.
- Fluencia del área total del patín de la viga.

Los modos de falla con limitada ductilidad para conexiones en patines son:

- Pandeo local de las placas de los patines superior e inferior.
- Pandeo local de los patines de la viga.
- Fluencia por cortante de la zona panel de la columna.

Modos de falla frágil para conexiones en patines:

- Fractura de la cubreplaca en patines de la orilla de la placa o entre tornillos.
- Falla por bloque de cortante de las cubreplacas superior e inferior.
- Fractura de la sección neta de los patines de la viga.
- Fractura en los patines de la viga ya sea en la orilla de la placa o entre tornillos.
- Falla por bloque de cortante de los patines de la viga.
- Fractura por corte de los tornillos.
- Fractura de las soldaduras que conectan las cubreplacas con la columna.
- Fractura de las secciones netas de los patines de la viga.

En general, el mecanismo de falla deseado será el deslizamiento de los tornillos seguido por la fluencia de la viga y la placa de conexión, los principales modos de falla a evitar son fractura frágil de la soldadura, corte en los tornillos, falla en la sección neta de la placa de conexión. Para una conexión sujeta a cargas sísmicas esta debe diseñarse para comportarse de manera dúctil bajo las

máximas fuerzas que se esperan, por tanto, las soldaduras deben ser fuertes y suficientes para que la falla por fractura de ellas no domine el comportamiento de la conexión (Tamboli 2010).

Para diseños sísmicos el documento de conexiones precalificadas (AISC 358-16 2016) requiere que la fuerza esperada de la viga se multiplique por el factor de sobre resistencia R_y o R_t valores que varían con el tipo de acero, así mismo multiplicar por un factor adicional C_{pr} que es el promedio entre el esfuerzo último de fluencia y el esfuerzo de fluencia, pero que no debe tomarse mayor a 1.2 (AISC 341-16 2016).

Teeraparbong (2001) en sus tesis doctoral y con el objetivo de desarrollar un proceso de diseño para estimar la fuerza, rigidez y ductilidad de este detalle de conexión, realizó pruebas en ocho modelos atornillados por completo en campo en los cuales varió parámetros como los perfiles de viga y columna, espesores de placas, tipos de aceros, número y diámetros de tornillos, esto con la intención de emplear estas conexiones como una alternativa a las conexiones de patín soldadas y alma atornillada logrando identificar los siguientes modos de falla:

Comportamiento de modo dúctil en conexiones tipo BFP

- Fluencia de zona panel.
- Articulación en la viga en la última línea de tornillos.
- Fluencia de la cubreplaca en patines entre la cara de la columna y la primera línea de tornillos.
- Deslizamiento de la conexión al centro del grupo de tornillos.
- Aplastamiento o fluencia en los agujeros de los tornillos al centro del grupo de tornillos.

Los resultados obtenidos por Teeraparbong (2001) probaron que estas conexiones son bastante dúctiles, logrando sostener una rotación total de 0.05 radianes.

Se comprobó además que es difícil generar articulaciones plásticas en las cubreplacas, cuando estas son de distintos materiales; para forzar a que se dé esta articulación, se debería reducir la sección de las cubreplacas entre la columna y la primera línea de tornillos. Otra conclusión a la que llega es que en todos los casos se deben emplear placas de continuidad en las columnas y el espesor de estas deber ser a menos igual que el espesor de los patines de la viga. A pesar de que se indica normalmente usar agujeros estándar, usar agujeros sobredimensionados facilita el montaje en campo, en los modelos ensayados se comprueba que no hay efectos adversos al usar estos últimos.

Sato, Newell y Uang en el 2007 realizaron pruebas cíclicas (con base en las normas sísmicas del AISC en su edición 2005), a escala completa de tres conexiones tipo BFP mostrados en la Figura 3-11 y la Figura 3-12, los tres especímenes ensayados cumplen con los requerimientos sísmicos del AISC, los tres especímenes alcanzaron antes de la falla una rotación de 0.06 radianes (Figura 3-13), dos de los tres especímenes eventualmente fallaron por fractura de la sección neta (Sato y otros 2007).



Figura 3-11 Espécimen ensayado por Sato, Newell y Uang (Sato et al. 2007).

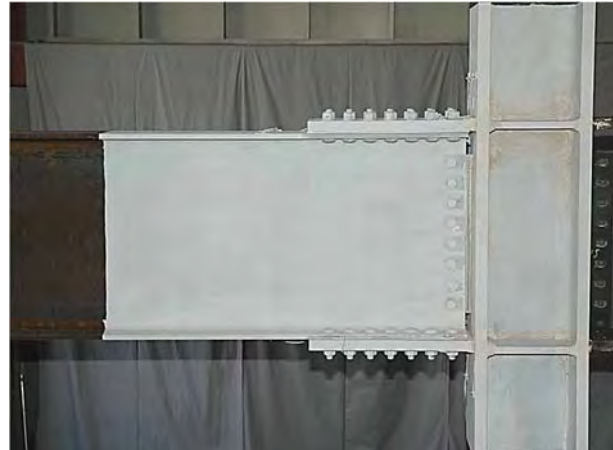


Figura 3-12 Conexión BFP antes de ser ensayada (Sato et al. 2007).



a) 2% Distorsión



b) 3% Distorsión



c) Distorsión



d) Distorsión



e) 6% Distorsión (1^{er} ciclo)



f) 6% Distorsión (2^{do} ciclo)

Figura 3-13 Comportamiento durante el ensayo de la conexión BFP, se observa en la imagen inferior derecha a la distorsión a la que se presenta la articulación plástica en los patines de la viga (Sato et al. 2007).

Como conclusiones, en los últimos ciclos (0.05 y 0.06 radianes) además del pandeo lateral torsional (LTB) de la viga, se observó torsión en la columna (en caso de que exista una losa de concreto sobre la conexión, esta reduce el efecto de torsión y el del pandeo lateral torsional).

De manera temprana se presentó un deslizamiento de tornillos en los tres especímenes, esta deformación contribuye en una cantidad significativa a la deformación total, aproximadamente un 30 % de la deformación total a un ángulo de distorsión de 0.04 radianes (Sato et al. 2007).

3.1.4 Conexión con patines soldados tipo WUF (*Welded Unreinforced Flange*)

Variantes de la conexión con patines soldados y alma soldada o atornillada (Figura 3-14) son usadas de manera frecuente en México, no siempre cumpliendo los requerimientos en cuanto a dimensiones de cortes y ranuras así como procedimientos constructivos que estipula el documento de conexiones precalificadas (AISC 358-16 2016), por tanto, no existe la certeza sobre el comportamiento de estas tropicalizaciones.

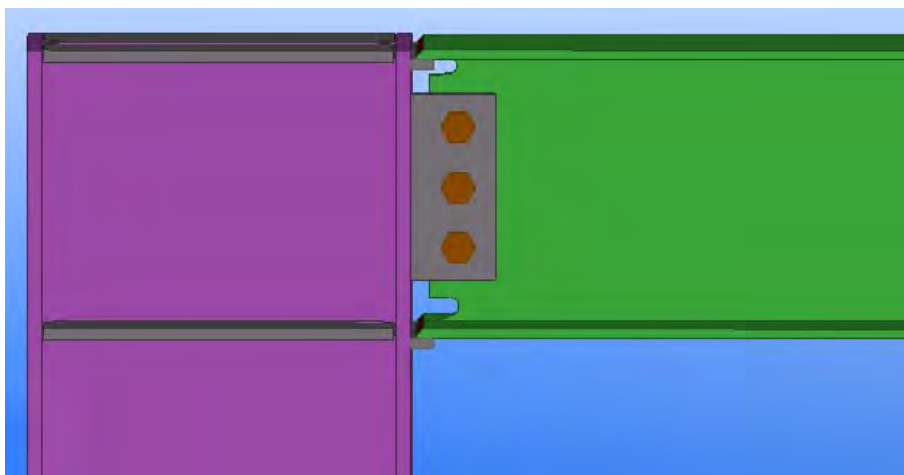


Figura 3-14 Conexión tipo WUF.

Entre los estudios desarrollados para esta conexión se encuentra el elaborado por Shin y Engelhardt en el 2013 quienes elaboraron tres modelos con varios niveles de fuerza en la zona panel, sujetos a lentas aplicaciones de carga cíclica hasta llevar los modelos a la falla. El objetivo principal de este estudio fue investigar el efecto de la fuerza de la zona panel bajo comportamiento sísmico en las conexiones tipo WUF empleadas en columnas aperaltadas.

El espécimen con zona panel débil exhibió menos pandeo y por tanto menos degradación de esfuerzo que el espécimen con zona panel fuerte. La fuerza en la zona panel indicada en las recomendaciones sísmicas del AISC 2010 está sobreestimada, la zona panel balanceada mostró un comportamiento fuerte. Todos los especímenes alcanzaron al menos un ángulo de distorsión de 0.04 radianes antes de llegar a la falla sin degradación significativa de la fuerza (Figura 3-15) criterio para calificar las conexiones de acuerdo al AISC (Shin y Engelhardt 2013).



Figura 3-15 Especímenes tipo WUF después de ser ensayados (Shin y Engelhardt 2013).

3.1.5 Conexión con soportes tipo KBB (*Kaiser Bolted Bracket*)

Estas conexiones usan soportes de acero de alta resistencia, usualmente son atornillados al patín de la viga en taller y al de la columna en campo (Figura 3-16), una ventaja considerable es que al eliminar la soldadura de campo, por lo general se reducen costos asociados con la fabricación e inspección de la misma, los soportes son diseñados para desarrollar la capacidad total a momento de la viga y existen dos variantes: soldados o atornillados, al someterse a fuerzas sísmicas, los soportes fuerzan a que la articulación plástica se forme en la viga, lejos de la cara de la columna. Estos soportes son propiedad de *Steel Cast Connections* (Cordova y Hamburger 2011).

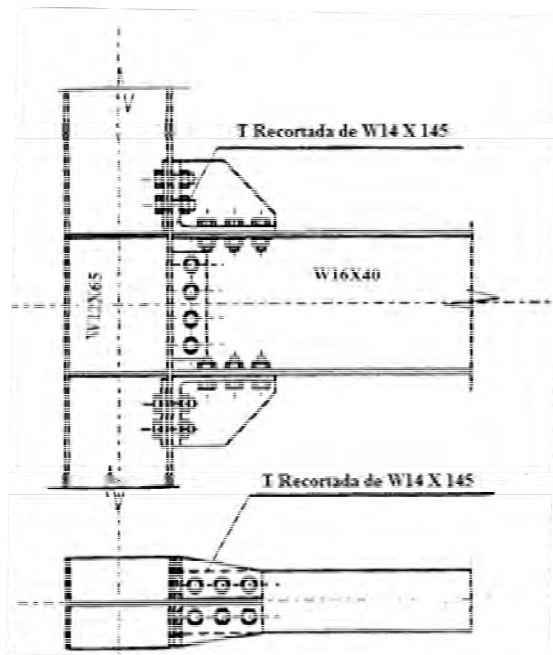


Figura 3-16 Conexión tipo KBB (Cordova y Hamburger 2011).

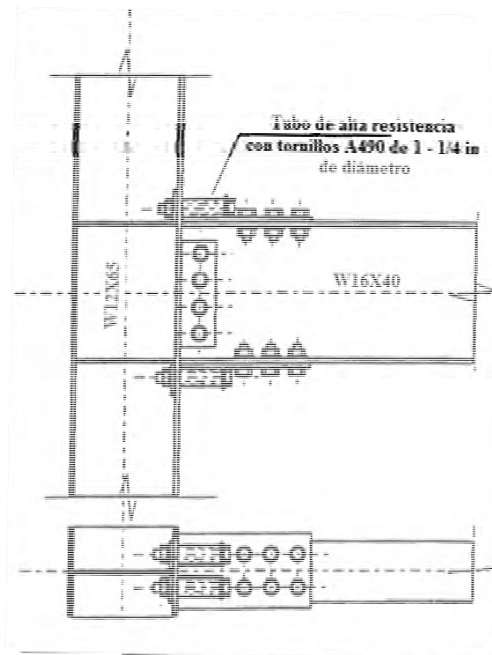
La conexión tipo Kaiser, al ser de patente, no es de muy amplia aplicación en nuestro país, debido a que la patente eleva el costo de la misma, así mismo, es una conexión relativamente reciente, si se le compara con las anteriores comentadas, sus primeros estudios se remontan al año de 1996.

Bleiman y colaboradores (1996) llevaron a cabo un estudio relativo a la reparación de soldadura en marcos de acero resistentes a momento en edificios ocupados, en un proceso complejo que presenta un sin número de problemas asociados con retirar la soldadura, accesibilidad a ella, el depósito de los nuevos cordones (precalentando previamente), demanda además mucho trabajo de inspección. La reparación de soldadura es de manera clara un proceso sumamente complejo, que

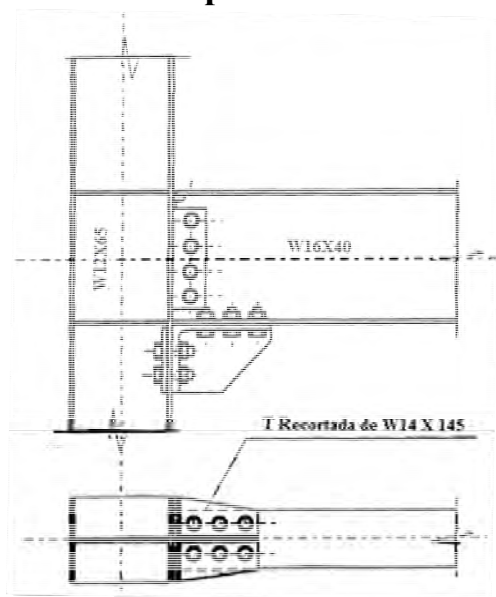
tiene el potencial peligro para el contenido del edificio, se corre el riesgo de iniciar con fuego si no se contiene de manera correcta los chispazos, hay que proveer de ventilación y estos trabajos pueden llevar de dos a cinco días. Bajo todas estas consideraciones la firma ICF Kaiser Engineers y la universidad de Lehigh diseñaron y probaron una conexión atornillada para la reparación de edificios de acero en Los Ángeles, de esta manera surgió la conexión hoy conocida como *Kaiser / Lehigh bolted connection*, producto de la sociedad entre expertos de la industria con investigadores de la universidad. Las pruebas fueron concluidas en septiembre de 1995 en instalaciones de la universidad de Lehigh por Bleiman et al. (1996), los especímenes ensayados se muestran en la Figura 3-17.



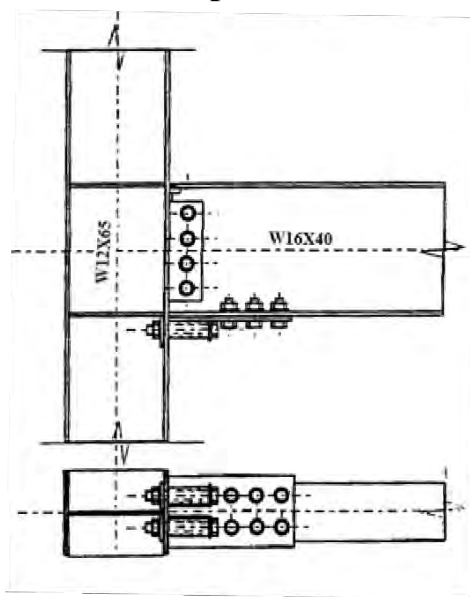
Especímen HH-1



Especímen PP-1



Especímen WP-1



Especímen WP-1

Figura 3-17 Especímenes ensayados en la universidad de Lehigh (Bleiman et al. 1996).

El resultado de estas pruebas verificó que la conexión Kaiser Lehigh proveía conexiones rígidas a momento con alta ductilidad y sin cambios en la rigidez elástica del nodo. La rotación plástica medida en la articulación varió de 0.05 a 0.08 radianes (Bleiman et al. 1996).

Por otra parte Adan y Gibb en el 2009 realizaron estudios sobre siete modelos de KBB (Figura 3-18) con la intención de evaluar su comportamiento como mejora a las conexiones existentes, así como su uso en nuevas estructuras, todo ello al someterlas a cargas cíclicas para asegurar su comportamiento dúctil (Adan y Gibb 2009).

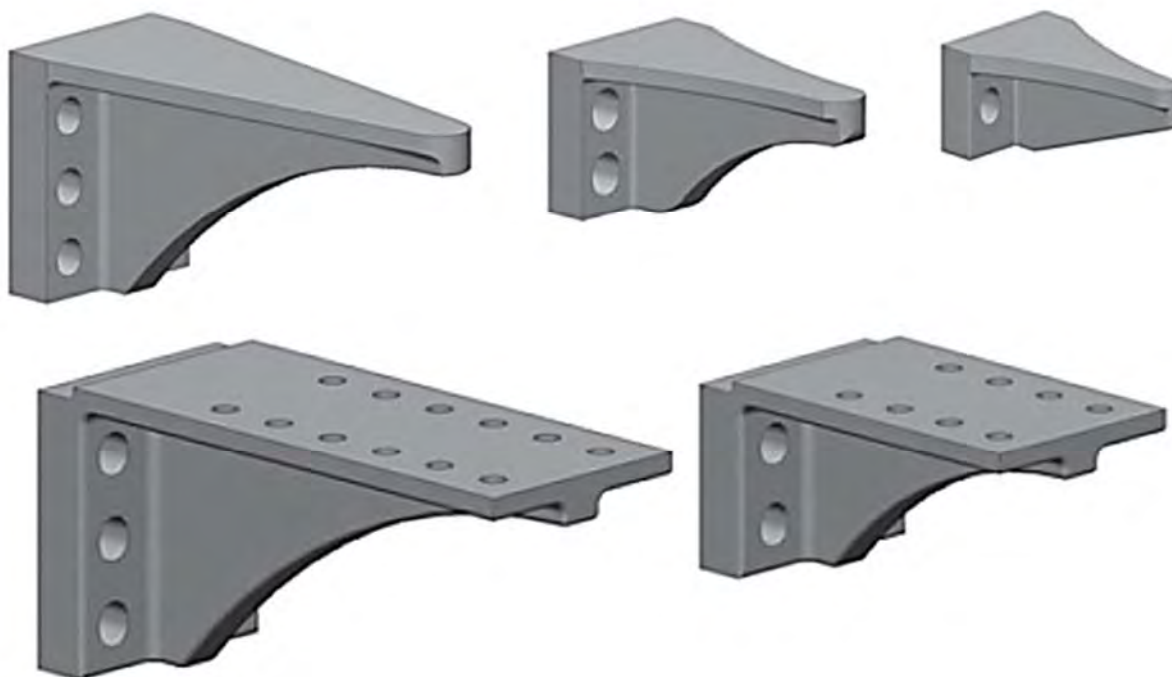


Figura 3-18 Especímenes de los soportes KBB ensayados. Arriba los de la serie W (Welded o soldados), abajo los de la serie B (Bolted o Atornillados) (Adan y Gibb 2009).

Es importante mencionar que estos soportes KBB se construyeron con acero tipo A 418 Grado 80/50 o 90/60 determinándose sus propiedades a partir de pruebas. Las pruebas se realizaron en los laboratorios Wyle situando los especímenes en posición horizontal y aplicando los desplazamientos en la viga. Como resultado, se observó que todos los especímenes ensayados excedieron el ángulo mínimo de distorsión requerido (4 %) sin mostrar una aparente degradación de resistencia, observándose además que las articulaciones tal como se deseaba se formaban en las vigas como se observa en la Figura 3-19:

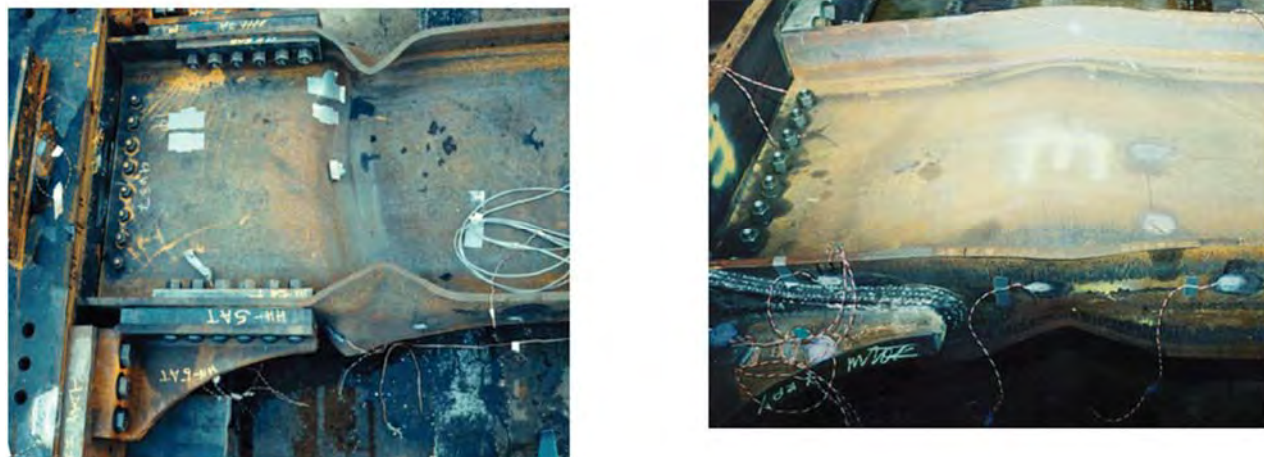


Figura 3-19 Conexión KBB después de ser ensayada (Adan y Gibb 2009).

En el trabajo de Adan y Gibb (2009) se concluye:

- Para nuevas construcciones las conexiones KBB cumplen con los requerimientos de las normas sísmicas del AISC generando las articulaciones plásticas en las vigas.
- Para conexiones existentes, las conexiones KBB son capaces de mejorar conexiones debilitadas, aunque no se recomienda usar solo un soporte inferior en conexiones tipo pre-Northridge.
- Se recomiendan en columnas de 36 pulgadas de peralte, así como secciones cuadradas.
- Para columnas de serie W14 no tiene mayor injerencia la presencia de placas de continuidad, no así para columnas aperaltadas, en la cuales si se recomienda su uso.
- Las vigas deben estar en un rango de serie W33 con un peso de 193.64 kg/m (130 lb/pie) aproximadamente (Adan y Gibb 2009).

3.1.6 Conexión tipo ConXtech ConXL

Esta conexión consiste de un collar para una unión viga-columna (donde la columna forzosamente es un perfil HSS) mediante tornillos de alta resistencia resultando en una conexión rígida biaxial (Figura 3-20). Una de sus ventajas es que no requiere soldadura de campo, algunos elementos o tapas del collar son soldados en taller a las vigas, la conexión acepta hasta cuatro conexiones a momento, una por cada lado de la columna, la cual a su vez se rellena de concreto.

Los collares se diseñan para presentar una fluencia mínima y suficiente fuerza para forzar a que la articulación surja en la viga. Esta conexión es aplicable para claros de vigas de hasta 5.4 metros (18 pies). Entre sus ventajas principales esta la rapidez del montaje lo que reduce costos de instalación (Cordova y Hamburger 2011).

Al igual que la conexión tipo Kaiser, la ConXtech es una conexión patentada, por su creador Robert J. Simmons, Renz (2005) reduciéndose así su campo de aplicación, al menos en nuestro país; es quizás la conexión junto con la SidePlate de más reciente estudios y aplicaciones.

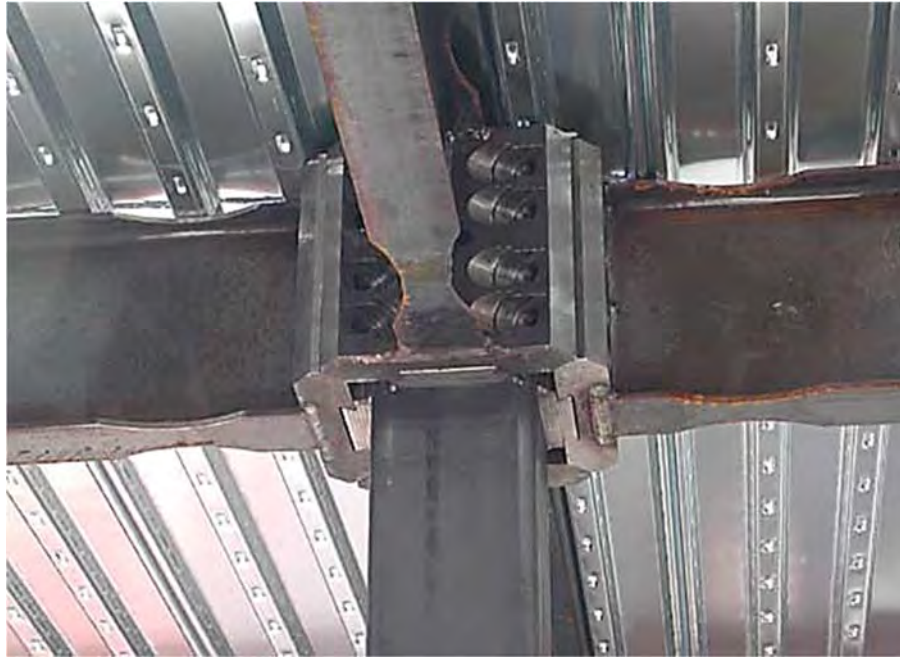


Figura 3-20 Conexión biaxial tipo ConXtech ConXL se observa como las vigas deben tener reducción tipo RBS (Cordova y Hamburger 2011).

ConXtech es una compañía de tecnología en construcción basada en Hayward, California. Esta empresa ha desarrollado un sistema prefabricado modular para construcciones de acero, basado en un tipo de conexiones que son soldadas mediante robots a vigas y columnas. Consiste básicamente en un collar que se introduce a la columna que debe ser un perfil tubular hueco y después se atornillan las vigas que conectan a esa columna a través de los módulos o collares (Renz 2005).

Características de la conexión ConXtech

Esta conexión funciona asociada al uso de vigas con RBS. Todos los componentes de estas conexiones son fabricadas en la base de la empresa en Hayward, California. Uno de los casos de éxito donde se empleó este tipo de conexiones fue para Santana Row (Figura 3-21) una zona residencial de departamentos que había sido devastada por incendios. Su reconstrucción comenzó en abril del 2004 y terminó en noviembre del mismo año, usando este sistema ConXL que además tiene la ventaja de no ser una construcción ruidosa (Renz 2005).



Figura 3-21 Conexiones ConXtech en Santana Row <http://www.conxtech.com/projects/santana-row/>

3.1.7 Conexión tipo SidePlate

Una de las primeras publicaciones referentes a este tipo de conexión es el trabajo de Houghton (1997), en el cual se presenta una descripción de la conexión, mostrando sus bondades y atributos como el hecho de ser una conexión versátil, apta para usarse tanto en nuevas conexiones como en la mejora de las ya existentes, pudiéndose emplear para secciones de columnas cajón o IR (Figura 3-22, Figura 3-23 y Figura 3-24), así como su proceso de calificación, en el cual, se sometió esta conexión a cargas cíclicas. Así mismo, con referencia una serie de modelos numéricos realizados para evaluar el comportamiento de esta conexión, reportando el Dr. Uang que en todos los especímenes ensayados, las placas de conexión y la soldadura permanecían sin daño y permitiendo a la viga desarrollar su momento flexionante completo alcanzando endurecimiento por deformación, generando las articulaciones plásticas en las vigas. En conjunto, esta conexión permitió desarrollar un 15 por ciento más de la capacidad nominal de la viga.

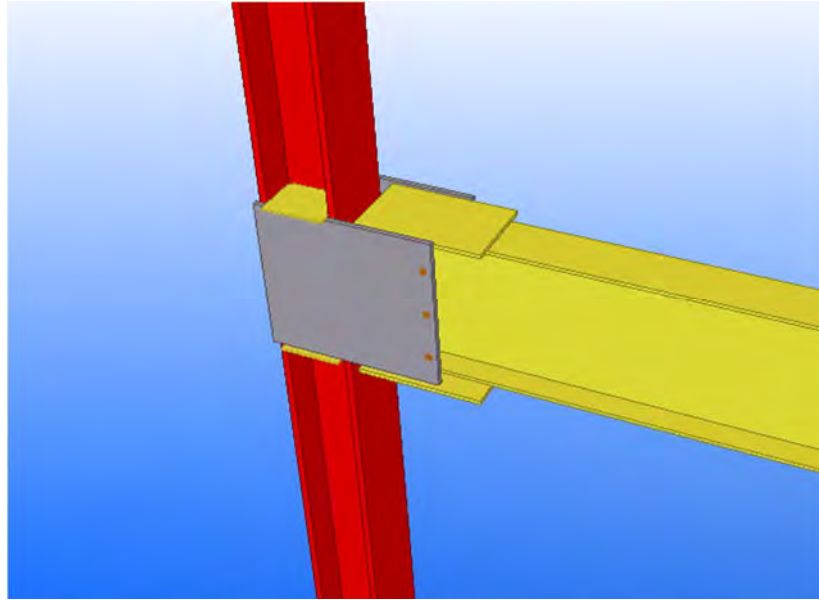


Figura 3-22 Conexión tipo SidePlate



Figura 3-23 Estructura conectada mediante SidePlate
http://www.sideplate.com/img/img_press_081413_2.jpg

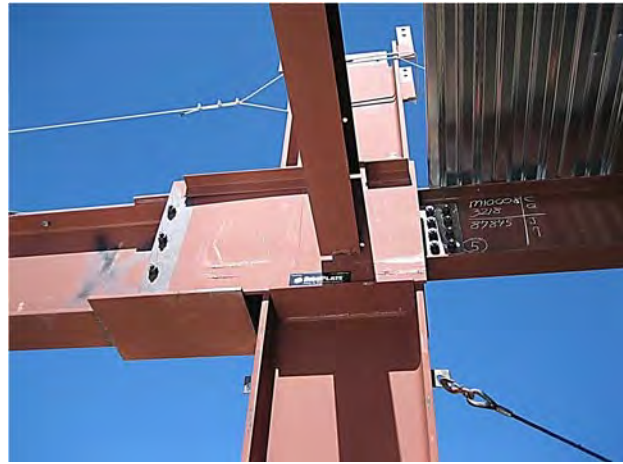


Figura 3-24 Detalle de conexión tipo SidePlate
http://www.sideplate.com/img/img_press_081413_6.jpg

Chou *et al.* (2008) estudian el caso de la rehabilitación de un edificio de 34 pisos en Taiwán que cumple con los requerimientos del AISC 2005, tal rehabilitación se suspendió en 1996 debido a problemas económicos, pero se retomó en el año 2007. La construcción se realizó soldando patines de vigas y atornillando el alma de la viga a la columna. La técnica seguida para la rehabilitación de este edificio, consistió en soldar a todo el peralte de la viga, placas a ambos lados de la columna, para después ensayar estas conexiones. En este trabajo los autores reportan lo siguiente:

- Las conexiones no reforzadas fallaron con una distorsión del 3%.
- Todas las conexiones reforzadas con las SidePlate demostraron un excelente comportamiento, excediendo el 4% de distorsión sin fracturas en vigas o soldaduras.
- Los resultados de las pruebas experimentales verificaron el buen comportamiento sísmico de las conexiones, para validar estos puntos se llevó a cabo un modelo de elementos finitos.
- Al modelo se le restringió la posibilidad de pandeo lateral torsional en las vigas, se colocó un actuador a un metro de distancia de la columna, mediante este actuador se impuso un desplazamiento a la viga de acuerdo a los ciclos de carga establecidos.
- Las conexiones no rehabilitadas fallaron por fractura del patín de la viga.
- En las conexiones reforzadas, el momento máximo desarrollado por la viga se presenta a una distancia de un cuarto de su peralte más allá de donde termina la SidePlate.
- La capacidad a flexión de las vigas rehabilitadas fue la suma de los momentos plásticos de la propia viga más las dos SidePlate.
- Los elementos finitos mostraron que la SidePlate puede transferir aproximadamente un tercio de los momentos de la viga a la columna, e incrementar el espesor de las SidePlate reduce significativamente la demanda en el patín de la viga.

3.1.8 Conexión tipo Simpson Strong-Tie

Esta conexión hoy día es patentada por la empresa Yield-Link, esto, aunado a que su precalificación es muy reciente limitan aún más su aplicación en nuestro país; presenta la ventaja de eliminar por completo la soldadura de campo. Es una conexión de tipo parcialmente restringida (PR) que usa una modificación de la placa de cortante, para transferir fuerzas de corte y una modificación de la conexión tipo T Stub (como fusible estructural) para la transferencia de momento (Figura 3-25) (AISC 358-16 2016). La placa de corte utiliza una conexión de tres tornillos, donde los agujeros en las placas horizontales para los tornillos son oblongos o ranurados y el agujero central es de tipo standard, en tanto que los agujeros en el patín de la viga son standard, esto previene la transferencia de momento a través de la placa de cortante.



Figura 3-25 Conexión tipo Strong-Tie durante un ensayo; a la izquierda se observa una notoria reducción en el área de las placas, buscando con ello ser un “fusible” en la conexión, a la derecha, ensamble completo de la conexión. <http://seblog.strongtie.com/page/2/>

Mientras que todos los tornillos de la placa de cortante participan en la resistencia ante el corte, el tornillo del centro se diseña para además resistir la fuerza axial en la viga. La modificación en la conexión T Stub en la cual los tornillos de los patines de viga y columna se configuran como fusibles de fluencia y contienen una reducida área de fluencia en el alma del fusible que previene el pandeo en compresión mediante la restricción a pandeo por la separación de la placa. La conexión se basa en un enfoque de diseño por capacidad, donde la respuesta de la conexión permanece elástica bajo factores de carga y combinaciones y una demanda de rotación inelástica por sismo se ve confinada predominantemente dentro de la conexión con poco si es que existe comportamiento inelástico de los miembros. (AISC 358-16 2016). En cuanto a las dimensiones ensayadas, el tamaño máximo de vigas es de 16 pulgadas de peralte y para columnas de 18 pulgadas.

3.1.9 Conexión tipo Doble – T

Esta conexión tiene su origen en trabajos desarrollados en el instituto tecnológico de Georgia , llevados a cabo por Swanson y León, quienes ensayaron seis conexiones, variando columnas desde 21 pulgadas hasta 24 pulgadas de peralte (Figura 3-26), estos trabajos se complementaron posteriormente por 48 pruebas de componentes tipo T Stub realizados por Swanson y León en el 2000, donde ninguno de estos modelos tenía losas de concreto y todos los especímenes incluían una placa de cortante simple entre el alma de la viga y el patín de la columna.



Figura 3-26 Conexión tipo Doble – T ensayada por Jim Swanson en la universidad de Cincinnati
https://engineering.purdue.edu/~jliu/courses/CE591/PDF/CE591MomentConn_F13.pdf

Además se consideró el trabajo realizado en la universidad de Wyoming en el 2010 donde se evaluaron 22 componentes de tipo T Stub con separaciones (*gages*) muy amplias entre dos filas de tornillos conectando la T del patín al patín de la columna y T Stub con calzas muy delgadas entre el patín de la T y el patín de la columna, esto se hizo para proveer un gap o espacio entre la T y el patín de la columna, de modo que no ocurriera pandeo de la T Stub cuando fuese sometida a compresión.

En el 2015 en la Universidad de Cincinnati se desarrollaron trabajos con el fin de evaluar el uso de la T Stub como componente en conexiones de doble T, sin embargo, estos estudios no abarcaban conexiones completas, sino solo como componentes por separado.

En 1996 en la universidad de Texas en Austin se ensayaron cinco modelos completos de ensambles viga- columna, consistentes de vigas W36 X 150 y columnas W14 X 426; las columnas tenían una placa de cortante y T Stub completamente atornillados para resistir momentos, en estos ensayos, se deseaba investigar, la contribución de la placa de cortante y el alma de la viga antes del momento en la resistencia de la conexión, en dos conexiones más, se diseñaron las T Stub para resistir solo un porcentaje del momento nominal plástico de la viga, en un cuarto espécimen se diseñó la T Stub para resistir el 100 % del momento y en el último momento para resistir el 125 % de la viga. (AISC 358-16 2016).

3.2 El método de los elementos finitos

Como se comentó previamente, este tipo de análisis tuvo su auge y crecimiento a la par que avanzaba la tecnología computacional. Desde finales de la década de los setentas comenzaron entonces a realizarse trabajos de investigación en diversas áreas, desde la aeronáutica (en donde comenzaron las primeras aplicaciones) así como diversas áreas de la ingeniería, buscando dar respuesta a complejos problemas dinámicos, térmicos, de fluidos y desde luego el área estructural.

Es conveniente enfatizar en el hecho de que nunca podrá sustituir una simulación a un trabajo experimental. En un trabajo experimental al realizarse las actividades físicamente, se tiene la certidumbre de que tal cual se realiza un proceso en laboratorio se hace en la realidad (o al menos con la mayor similitud posible, dado que se tiene el control en muchos aspectos, (materiales, posición de los elementos, aplicación de cargas, restricciones, etc.), en cambio, en un modelo de elementos finitos, (sea cual fuere el programa que se utiliza) de manera frecuente resulta necesario hacer asunciones y/o simplificaciones durante el modelado y análisis (el comportamiento del material, la geometría de los elementos, pues en la realidad un perfil puede tener descalibraciones, el ignorar la presencia de esfuerzos residuales, por citar solo algunos) que de no ser cuidadoso en ellos, pueden llevar a errores, en algunos casos considerables que vuelven inútil cualquier trabajo realizado.

Así como el análisis computacional por medio de elementos finitos implica cuestiones y consideraciones como las antes mencionadas, también tiene algunas bondades que no se encuentran en un trabajo experimental y que lo sitúan como un procedimiento útil. Piénsese por ejemplo en una empresa automotriz y el trabajo que implica para ella la fabricación del chasis de uno de sus vehículos. Considérese la cantidad de recurso: material, equipo, mano de obra,

instalaciones donde realizar las pruebas (todo esto se traduce en un costo monetario). Supóngase el caso donde se desee investigar el comportamiento de uno de estos chasis durante un choque, resulta sumamente costoso realizar una sola de estas pruebas, frecuentemente es necesario realizar más de una, lo que continúa incrementado el costo.

Por otra parte, es posible realizar el mismo experimento a través de una simulación, para la cual únicamente se requiere un equipo de cómputo y un usuario capacitado en algún software de elementos finitos (Abaqus, Ansys, Dyna, etc.). En términos de costo resulta una opción mucho más económica el modelado numérico, sin embargo, por cuestiones de certificación no pueden eliminarse por completo las pruebas experimentales, siempre son necesarias. Sin embargo, el contar con modelos previos de elementos finitos, da una muy buena aproximación de lo que se podría esperar de la prueba experimental, de ahí, que se llegue a esta con un enfoque más claro y cercano a la realidad, con lo que realizando algunos ajustes físicos para optimizar sus diseños que se puedan observar del modelo de los elementos finitos generalmente se ve reducido el número de pruebas necesarias y por ende el coste del experimento.

Este es solo un caso para ejemplificar la aplicabilidad del MEF en la realidad y de hecho la automotriz es una de las áreas donde más se ha empleado, de ahí que entre los clientes más frecuentes del software Abaqus se encuentran firmas automotrices como: Chrysler, Ford, General Motors, Volkswagen, entre otras.

Resulta obvio además, que para poder tener certeza de que el MEF arroja resultados confiables, este debe estar basado (además de un buen manejo y conocimiento del programa por parte del usuario) en mucho en evidencia obtenida a través de experimentos, por ejemplo para determinar las propiedades de materiales ingresados al software, previo a ello debieron realizarse pruebas para determinar esfuerzos de fluencia y últimos de cada material, de modo que se cuente con valores más cercanos a la realidad en lugar de los nominales que no siempre alcanzan los valores indicados.

Aún con un adecuado nivel de conocimiento del programa por parte del operador, siempre es una buena práctica (sobre todo cuando se enfrenta por vez primera a un determinado problema) realizar calibraciones a los modelos, esto es, intentar replicar una prueba experimental de la que se cuenten con datos para el propio modelado, así como los resultados que arrojó la prueba para poder compararlos y dar validez o no a la simulación. Es por ello que no es lo ideal separar ambos procedimientos, el mejor escenario cuando se busca dar solución a un problema es realizar tanto el experimento físico así como la simulación, el segundo jamás podrá sustituir al primero y el primero se ayuda bastante del segundo al darle este un panorama más claro del problema y una previa confiable del comportamiento esperado, por tanto, uno es un buen complemento del otro. También, debe recordarse que el MEF desde su origen y definición es una aproximación de resultados, que será más o menos cercana a la realidad en la medida en que se cuente con datos y valores precisos, se realicen las consideraciones pertinentes dentro del modelado, así como una correcta elaboración del propio modelo y por último se haga una buena interpretación de los resultados obtenidos.

3.3 Ejemplos del uso de análisis de elementos finitos en conexiones de acero

Enseguida se presenta un breve resumen de algunos trabajos desarrollados a través de programas de elementos finitos, principalmente referentes a conexiones precalificadas por el AISC (AISC 358-16 2016).

3.3.1 *Análisis de elementos finitos para conexiones tipo RBS*

Ricles, Zang, Lu y Fisher en el 2004 realizan análisis paramétricos no lineales de elementos finitos para evaluar el efecto de diversos parámetros en el comportamiento de la conexión RBS en columnas aperaltadas. Sus modelos son realizados en Abaqus empleando elemento de tipo C3D8 como el mostrado en la Figura 3-27.

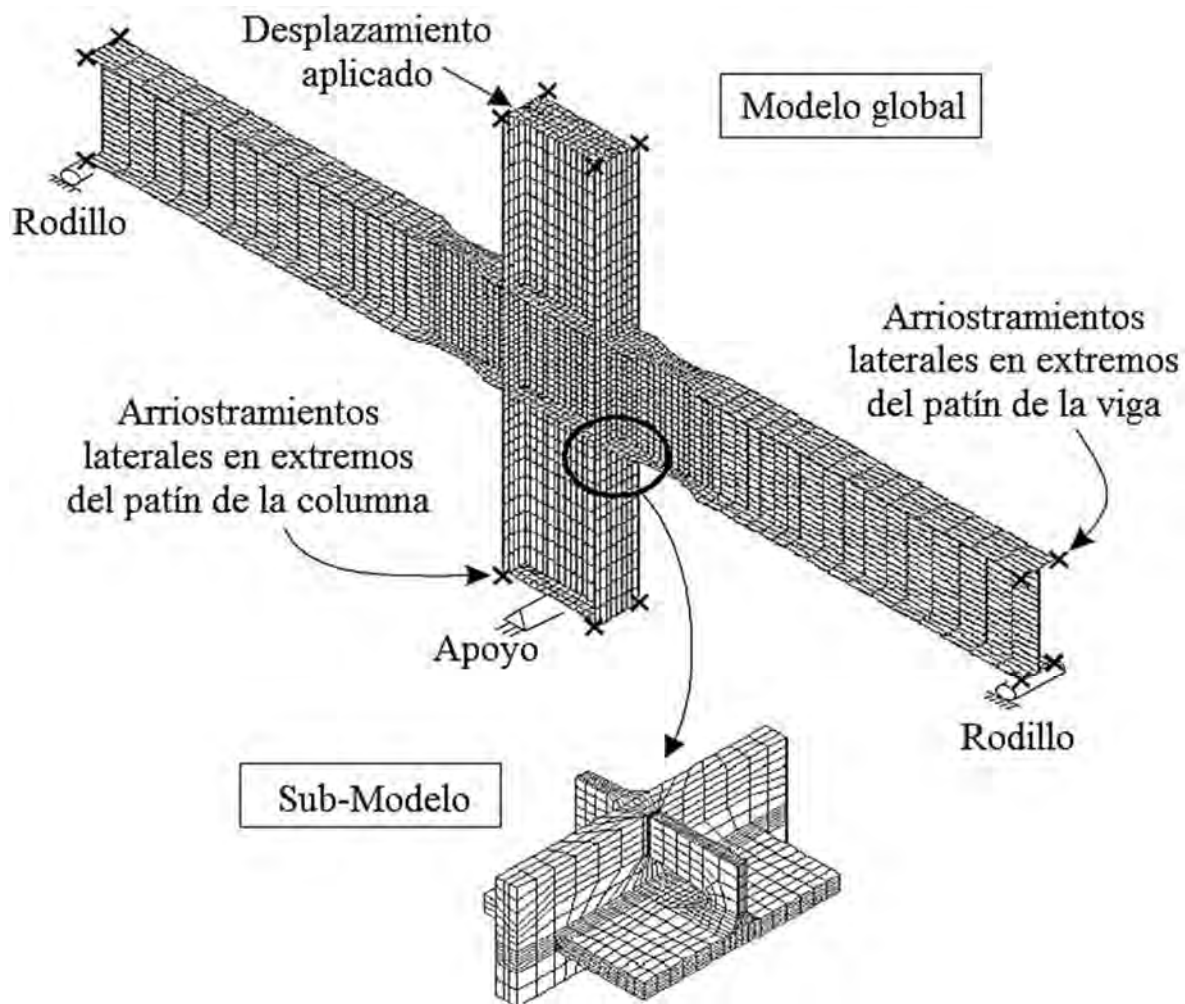


Figura 3-27 Ensamble de la conexión ya mallado y detalle de la zona donde inicia la falla. Se observan las restricciones asignadas y el punto de aplicación del desplazamiento (Ricles et al. 2004).

Entre los resultados y conclusiones a los que llegan los autores, encuentran que:

- La presencia de una losa compuesta sobre la conexión, brinda una restricción al patín superior de las vigas y reduce la torsión de las columnas a diferencia de cuando no se encuentra ésta y favorece a la estabilidad de la conexión tipo RBS, reduciendo la degradación de la resistencia en la misma.
- La conexión RBS tiene menor potencial de falla frágil que las de tipo WUF.
- El potencia de fractura y torsión de la columna cuando se emplea la conexión RBS depende de factores como el módulo de sección y rigidez torsional de la columna.
- En las conexiones RBS la zona panel es determinante para columnas aperaltadas, zonas débiles de panel incrementan el potencial de fractura dúctil.
- Reducir el espesor de las placas de continuidad, de igual manera incrementa la posibilidad de fractura dúctil de la conexión RBS (Ricles et al. 2004).

En todos los modelos que analizaron (seis), encuentran que todos presentan una ductilidad excepcional y un buen comportamiento llegando a una distorsión del 4% o más allá inclusive, concluyendo que una conexión RBS llegando al eje débil de la columna, si tiene encima una losa compuesta cumple con la filosofía de columna fuerte viga débil. La comparación muestra que el MEF produce un resultado preciso, que brinda una predicción acertada, ya que es capaz de capturar efectos de pandeo debidos a cargas cíclicas y predecir el comportamiento del espécimen de buena manera (Ricles et al. 2004).

Por otra parte, Lee y Kim en el 2007 estudian el comportamiento de conexiones tipo RBS cuando estas son provistas de tornillos repartidos de manera uniforme a lo largo de su peralte y cuando tienen un arreglo distinto. Para ello emplean el programa Abaqus usando elementos sólidos de tipo C3D8R (integración reducida), consideran propiedades de material obtenidas de *coupon test*, no linealidad en los materiales y un endurecimiento de tipo combinado isotrópico/cinemático. En su procedimiento aplican una fuerza en el extremo libre de la viga de acuerdo al protocolo SAC; para validar su modelo, se compara la curva fuerza-desplazamiento contra un experimento previo obteniendo una excelente predicción como se muestra en la Figura 3-28 (Lee y Kim 2007).

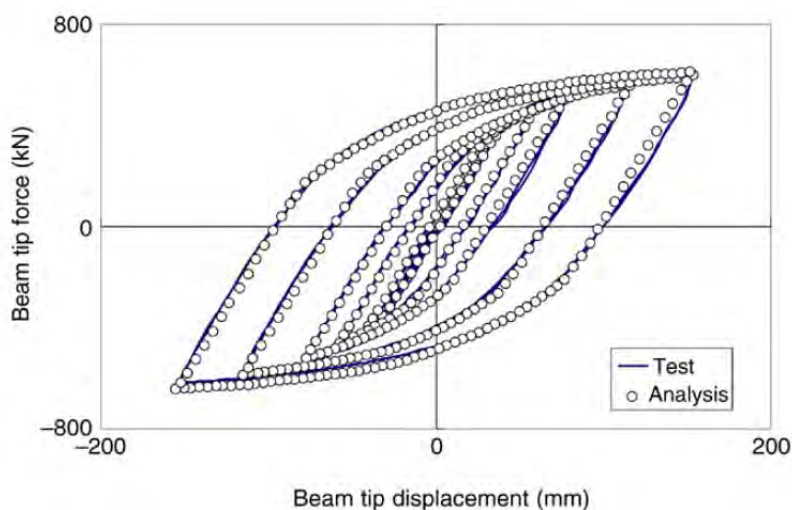


Figura 3-28 Correlación entre las respuestas cíclicas experimentales y analíticas (Lee y Kim 2007).

Una vez validado el modelo, proceden a evaluar dos variantes, en una, los tornillos se distribuyen de manera uniforme a lo largo del peralte de la viga, en el segundo, éstos se reparten en otro patrón imágenes izquierda y derecha respectivamente de la Figura 3-29.

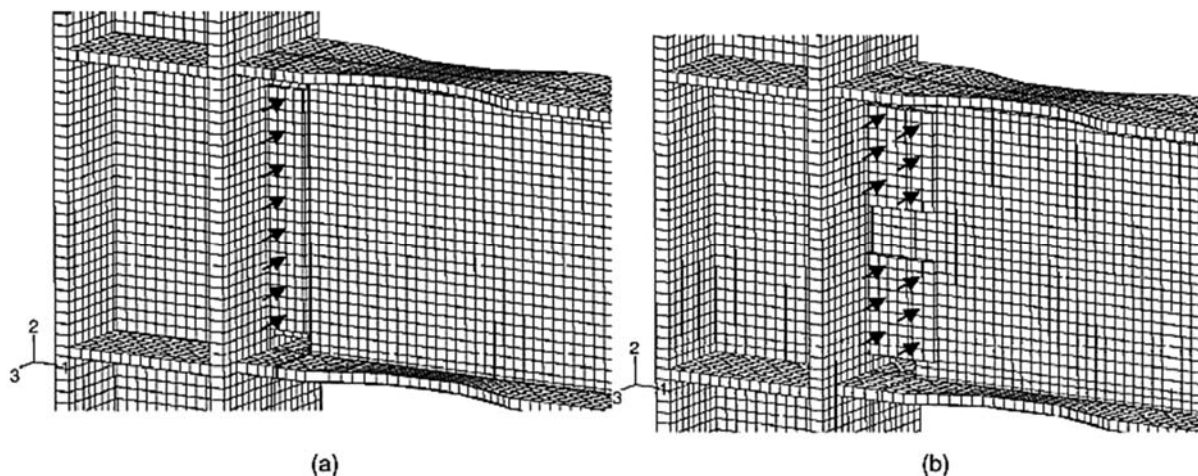


Figura 3-29 Modelos de conexión con a) Arreglo convencional y b) Modificado (Lee y Kim 2007).

Como conclusión se tiene que el modelo propuesto (con dos grupos de tornillos [imagen derecha de la figura anterior] en lugar de la tradicional línea uniforme [lado izquierdo de la imagen anterior]) presenta una excelente capacidad de rotación alcanzando hasta un 5% de distorsión sin fractura como se observa en la Figura 3-30, corroborando por tanto la propuesta de arreglo de tornillería.

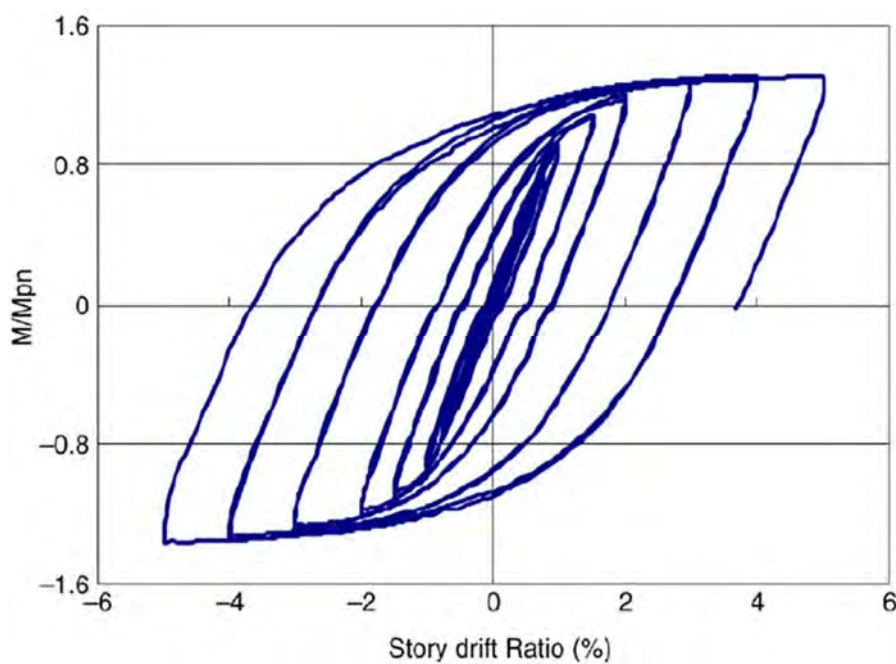


Figura 3-30 Curva momento – rotación (normalizada) (Lee y Kim 2007).

3.3.2 *Análisis de elementos finitos para conexiones tipo BEP*

Krishnamurthy en 1978 a través del MEF desarrolló relaciones empíricas que ayudasen a determinar el espesor de las placas; de su trabajo obtuvo espesores de placas menores a los previamente empleados, como resultado de su trabajo descartó el método basado en fuerzas de apalancamiento y optó por determinarlos directamente con base en las fuerzas del patín (Sumner E. 2003).

Sumner en el 2003, realiza una correlación entre los resultados experimentales y los obtenidos mediante el MEF, estos son: predicción de resistencia, usando para ello el programa Ansys (Figura 3-31) en el cual modela seis conexiones de placa extremo para uniones viga-columna y estudia en concreto el comportamiento a flexión del patín de la columna; se modelan conexiones de cuatro y ocho tornillos sin rigidizar y rigidizadas respectivamente (Sumner E. 2003), algunas de las consideraciones que realiza en su modelado son:

- Elementos sólidos de tres dimensiones.
- Se aprovecha la simetría a través del plano vertical, de modo que solo se modela y analiza media conexión.
- Elementos de 20 nodos, (lo que según la evidencia requiere un mallado más denso que para ocho nodos).
- No se considera la pretensión de los tornillos.
- Se toman en cuenta efectos de plasticidad, para las interacciones se usan elementos de tipo contacto (CONTACT 49).
- Se restringen los elementos contra la traslación lateral.
- En cuanto a los materiales, asigna propiedades tri-lineales.
- Se aplican posteriormente tres cargas verticales en el extremo libre de la viga, (Sumner E. 2003).

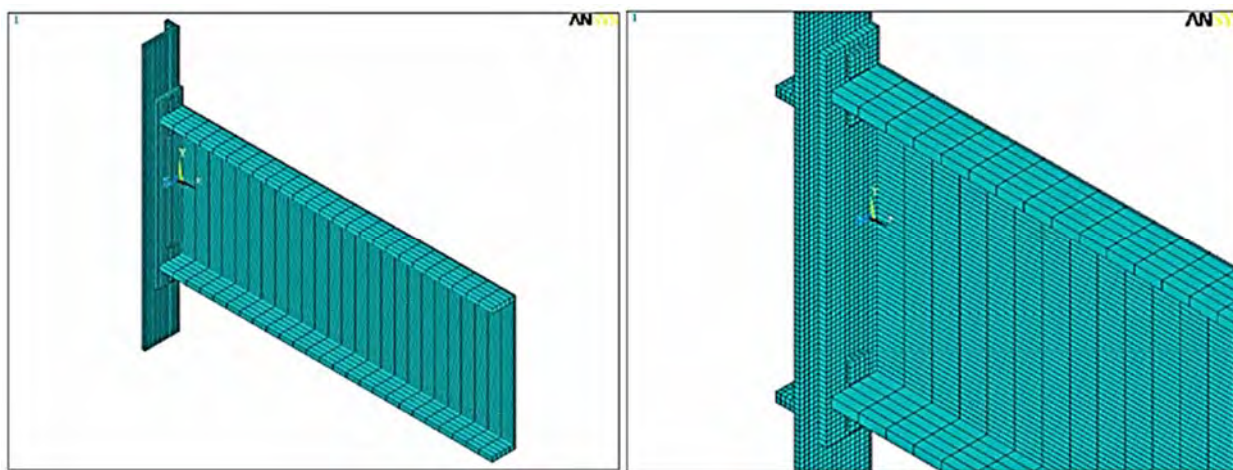


Figura 3-31 Modelos ya mallados en Ansys de las conexiones de placa extremo con cuatro tornillos sin rigidizar y rigidizada (izquierda y derecha respectivamente) (Sumner E. 2003).

Uno de los resultados que considera para comparar es la gráfica momento-separación de la placa extremo, en los cuales obtuvo para sus seis modelos, relaciones de 0.95 a 1.06 (Figura 3-32), es

decir muy cercanos a la unidad, obteniendo así una excelente correlación entre el MEF y los modelos experimentales.

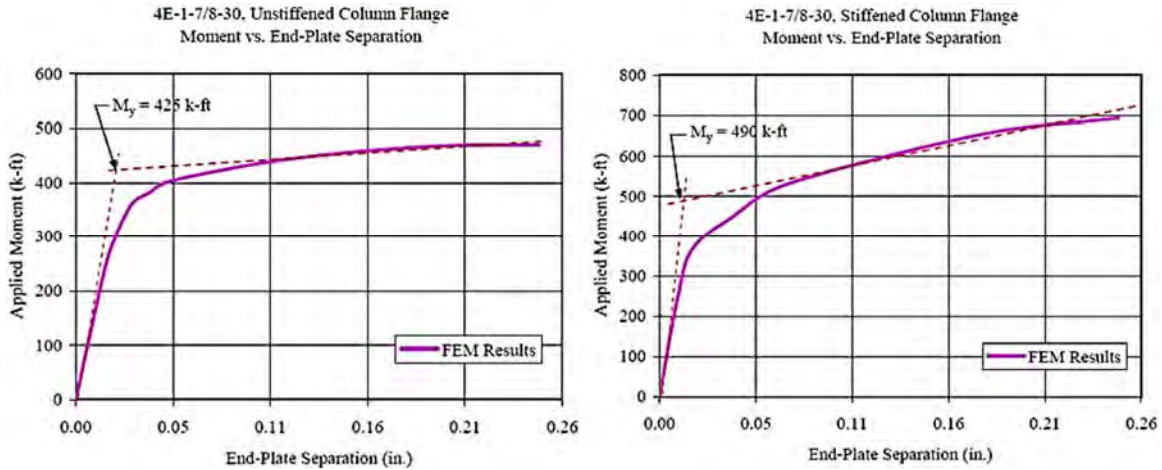


Figura 3-32 Curvas momento aplicado – separación entre placa extremo y patín de la columna, se observa una muy buena predicción de los modelos de elemento finito (Sumner E. 2003).

Eldemerdash y colaboradores (2012) estudian el comportamiento de una conexión de ocho tornillos con placa extremo extendida y sin rigidizar, empleando el programa Ansys comparando sus modelos contra trabajos experimentales previos realizados por Murray y Sumner en el 2004, se emplearon elementos sólidos de ocho nodos, considerando contactos tipo superficie a superficie permitiendo fricción entre los elementos, se considera la no linealidad de los materiales y la pretensión de los tornillos. Como parámetro de comparación, se considera el momento aplicado contra la separación de la placa extremo, como resultado, la comparación muestra una buena correlación entre el modelado y el experimental (Figura 3-33), con lo que queda validada la simulación (Murray y Sumner 2004).

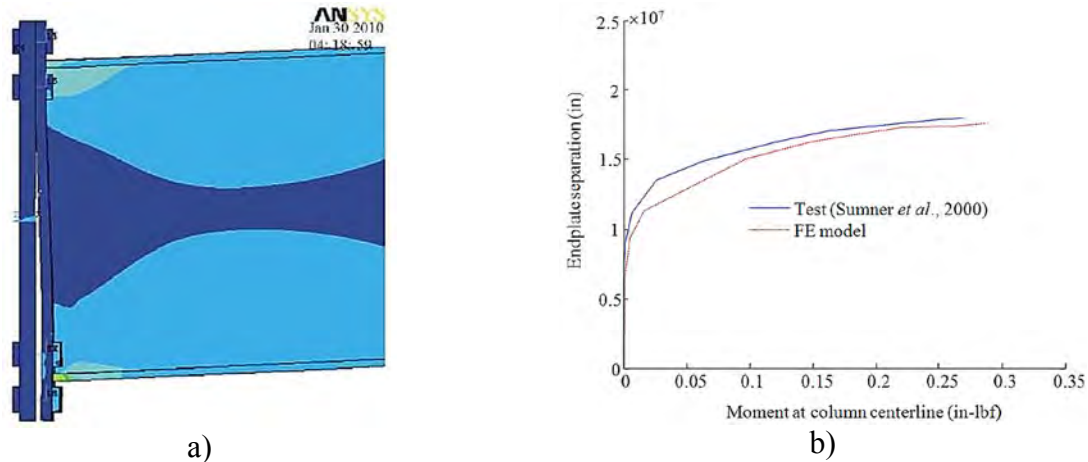


Figura 3-33 (a) Conexión de placa extremo después de ser sometida a las cargas en el extremo de la viga (b) Comparativa entre la curva momento-separación reportada por Sumner y la hallada por Eldemerdash et al. (Eldemerdash et al. 2012).

Bursi y Jaspart (1998) realizan a través de los softwares Lagamine y Abaqus un modelo de elementos finitos de una conexión de placa extremo, sin embargo, comienzan abordando este problema seccionando la conexión a manera de elementos tipo T (Figura 3-34) para sobre esta simplificación hacer la calibración del modelado (Bursi y Jaspart 1998).

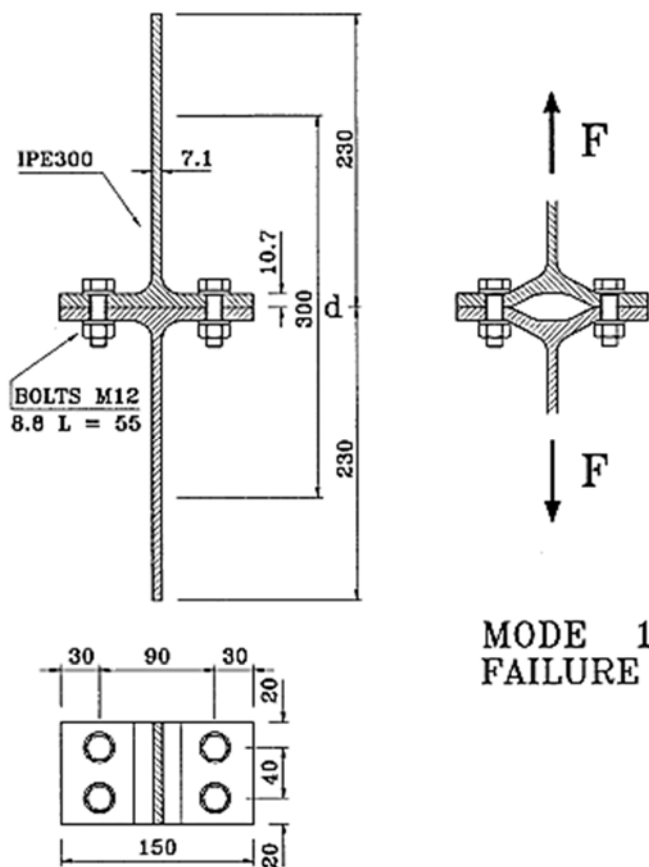


Figura 3-34 Especímenes de prueba de secciones T (Bursi y Jaspart 1998).

Se simplifica el problema de esta manera debido a la cantidad de cuestiones que implica el modelado de elementos finito, como: la elección de modelo constitutivo, esquema de integración, número de puntos de integración, tamaño de paso y la discretización, por mencionar solo algunos.

Con relación al tipo de elementos, realizan dentro de Abaqus tres tipos de variantes, utilizando:

- C3D8 (Ocho puntos de integración gaussiana).
- C3D8 (Un punto de integración gaussiana) conocido también como integración reducida.
- C3D8I (Ocho puntos de integración gaussiana) tiene 13 grados de libertad adicionales. (ABAQUS 2012).

En su estudio simulaban entre otras cosas, la pretensión en tornillos y al aplicar carga monotónica obtienen los siguientes resultados:

Como se observa, en la Figura 3-35 tanto con el programa Lagamine, como en Abaqus obtienen resultados muy cercanos a lo mostrado en la prueba experimental, habiendo verificado esto, se procede a realizar el modelo para la placa extremo completa (remarcando que se aprovechan los ejes de simetría) que permita generar una curva momento rotación del modelo (Figura 3-36)

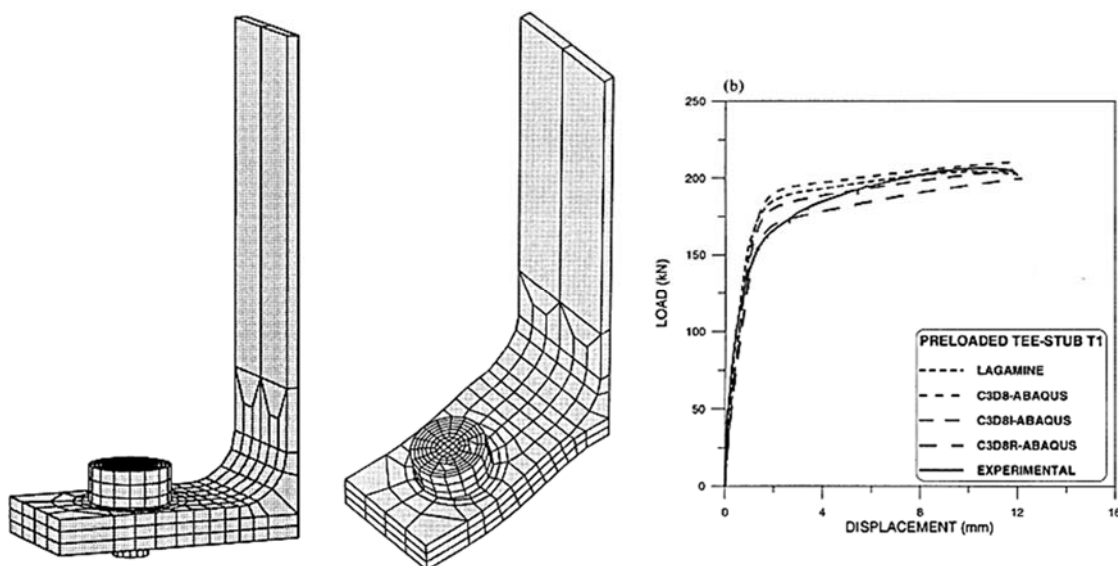


Figura 3-35 Sección T mallada (sin deformar y deformada respectivamente) y la curva fuerza – desplazamiento comparando los tipos de elementos empleados con el resultado experimental (Bursi y Jaspart 1998).

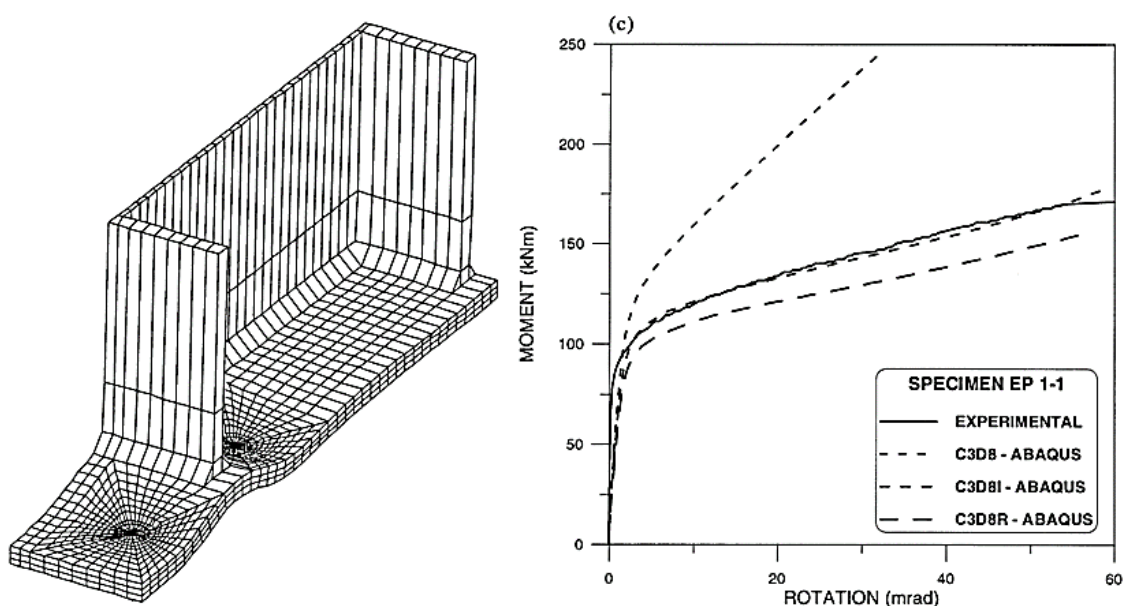


Figura 3-36 A la izquierda, placa extremo modelada, mallada y deformada tras el análisis; a la derecha, gráfica momento – rotación mostrando los resultados de diversos modelos (Bursi y Jaspart 1998).

Como conclusión de la gráfica anterior, se tiene que el tipo de elemento que mejor resultado entrega es el de tipo C3D8I, los elementos tipo C3D8 son inadecuados, pues no reproducen bien los fenómenos dominados por flexión como es el caso y el tipo C3D8R resulta más conservador que lo mostrado en la prueba experimental.

Addiah (2010) en su tesis de maestría realiza tres modelos de elementos finitos usando el programa Abaqus, tomando en consideración la interacción entre componentes, condiciones de frontera y no linealidades del material, se evalúa una conexión de diez tornillos basada en la guía de diseño 16 del AISC para placas extremo recortadas (Figura 3-37), uno de los objetivos fue predecir la capacidad a momento (Figura 3-38) e identificar los niveles de falla:

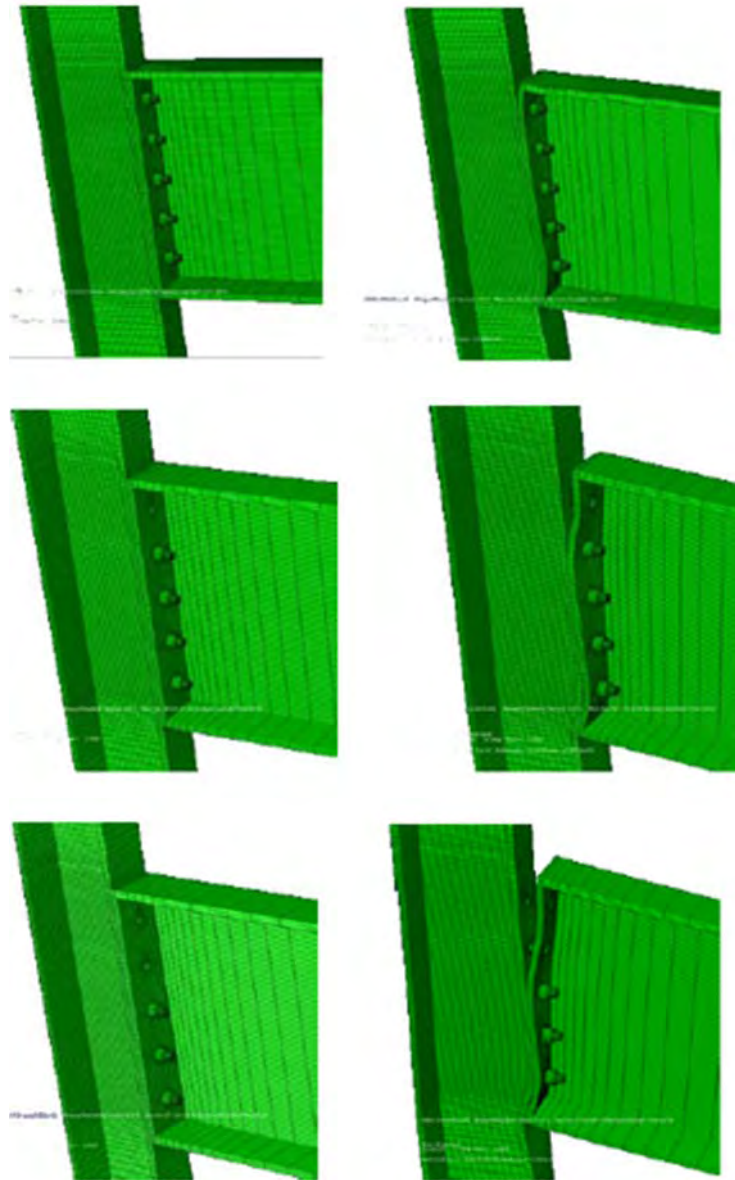


Figura 3-37 Evolución del daño de la conexión. Caso 1 presentes los 10 tornillos, caso 2 han fallado dos tornillos, caso 3 solo quedan seis tornillos (Addiah 2010).

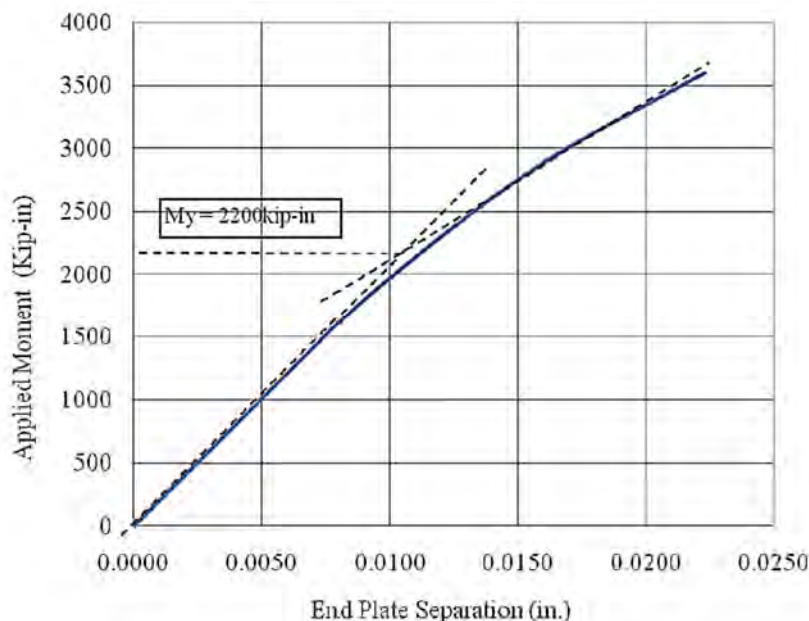


Figura 3-38 Curva momento aplicado contra separación de la placa extremo y el patín de la columna, de nueva cuenta se observa una excelente predicción del MEF (Addiah 2010).

Comparando los resultados obtenidos mediante ecuaciones contra los del modelo de elemento finito, se obtienen relaciones de 1.04, 1.05 y 1.06 para cuando en la conexión hay diez, ocho y seis tornillos respectivamente, Addiah atribuye estas diferencias, a factores como el comportamiento lateral de la columna y efectos de corte en tornillos resultantes de la carga aplicada.

Se verifica pues mediante el MEF que las ecuaciones del AISC *Design Guide* 16 dan buenos resultados, el mecanismo de control de falla depende del espesor de la placa extremo. El mecanismo dominante para estos casos fue la fluencia de la placa extremo aun fallando la primera línea de tornillos. A partir de que la segunda línea de tornillos ha fallado, el estado dominante ahora es la fractura de los tornillos (Addiah 2010).

Ismail *et al.* (2016) presentan una comparación entre los resultados del MEF para una conexión tipo placa extremo atornillada contra los obtenidos de manera experimental. Para su modelado emplean el programa Abaqus (Figura 3-39); el objetivo fue estudiar la influencia de diversos parámetros en la conexión, así como identificar los modos de falla, evolución de resistencia, rigidez inicial y capacidad de rotación (Ismail et al. 2016).

Se realizaron ocho modelos, en los que se variaron parámetros como espesores de placas, tipo de placa (extendida o recortada) cantidades y tamaños de tornillos y por último la presencia o no de placas de continuidad en la columna. En todos los modelos, el elemento empleado para todos los componentes fue C3D8R, se consideró la interacción entre los elementos y la fuerza de pretensión en los tornillos, los modelos fueron sometidos en este trabajo únicamente a cargas monotónicas (Ismail et al. 2016).

Buscando dar validez a sus resultados, se comparan estos contra los experimentales desarrollados por Shi y colaboradores en el 2010, en términos de curvas carga-desplazamiento y momento-rotación (Figura 3-40).

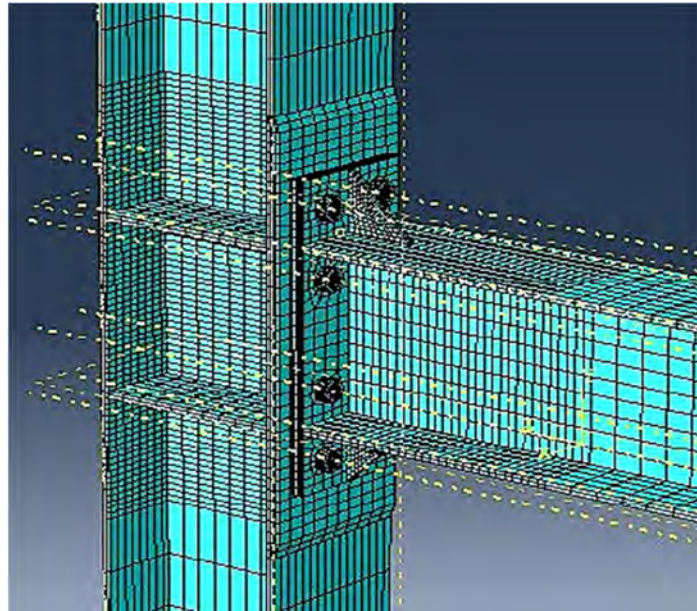


Figura 3-39 Modelo de elemento finito de la conexión placa extremo (Ismail et al. 2016).

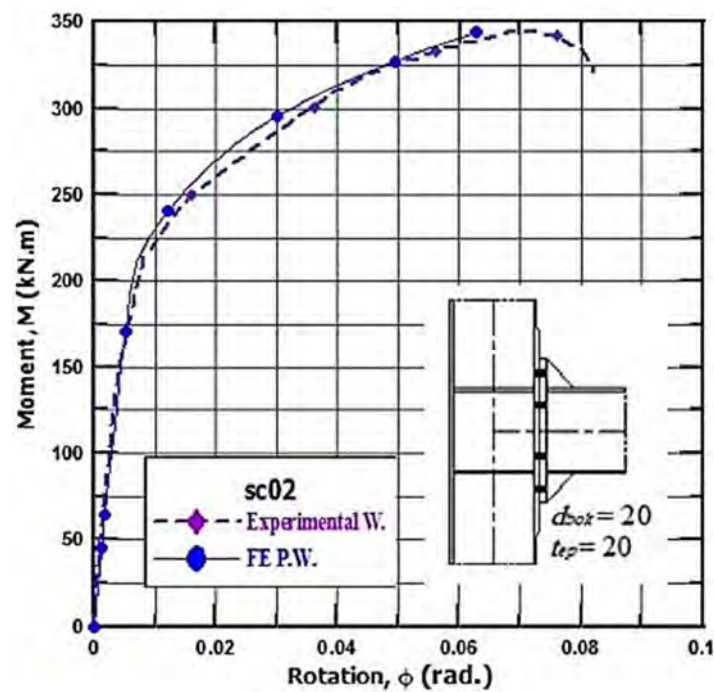


Figura 3-40 Curva momento – rotación de uno de los modelos realizados por Ismail et al. (Ismail et al. 2016).

La comparación entre el MEF y el experimental demuestra que el MEF es capaz de predecir con relativamente buena precisión el comportamiento de la conexión tipo placa extremo (Figura 3-41) Del estudio paramétrico, se concluye además que incrementar el espesor de la placa extremo eleva la rigidez inicial de manera significativa.

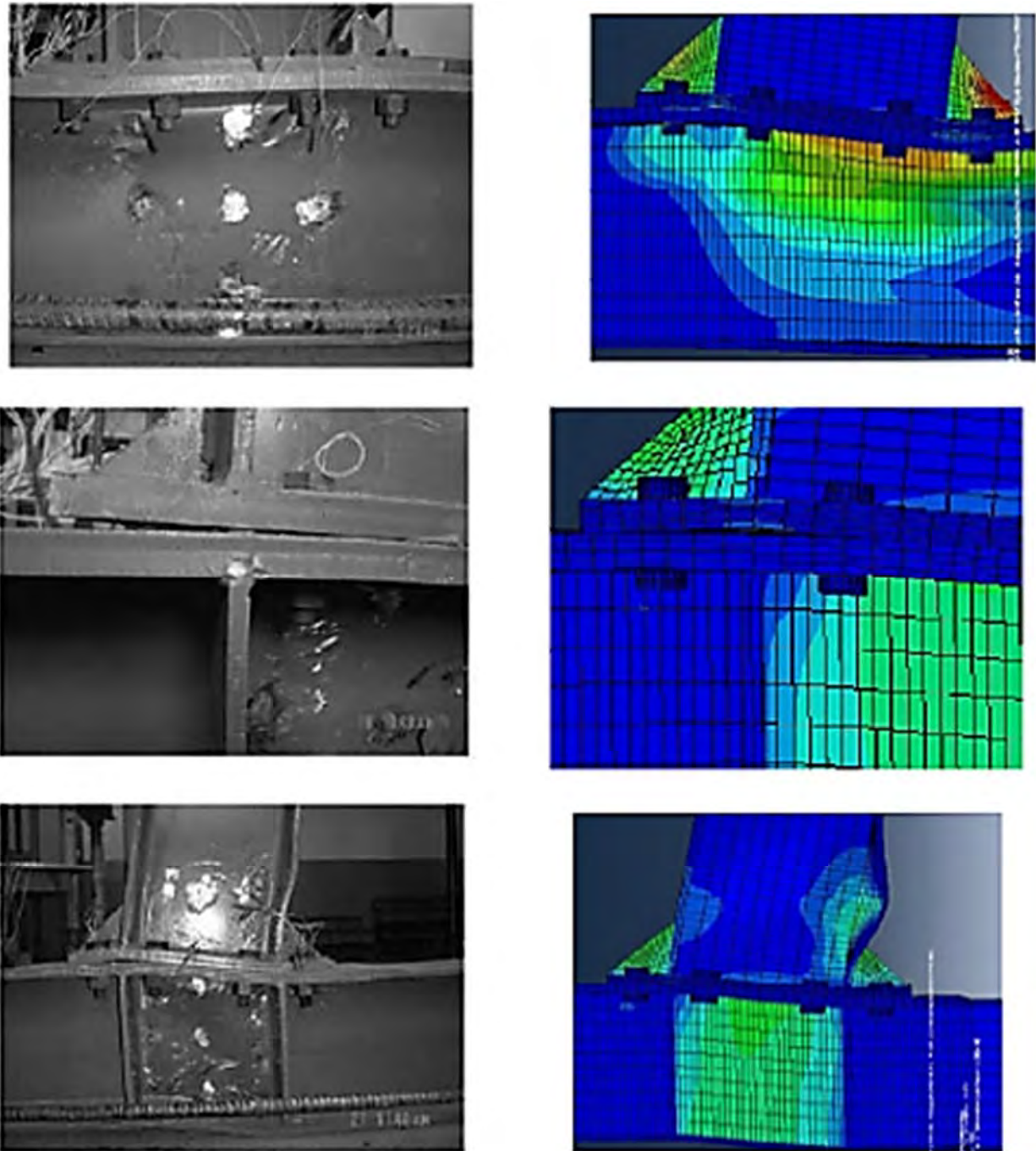


Figura 3-41 Comparativa entre modelos experimentales y modelos analíticos mostrando falla debido a pandeo de la columna, fractura de los tornillos y pandeo de patín de la viga respectivamente (Ismail et al. 2016).

De igual manera, el tamaño del tornillo tiene influencia en la capacidad a momento-rotación. Así como la presencia de placas de continuidad en la columna incrementa la capacidad a momento, pero reduce la capacidad de rotación. El uso de placas extremo extendidas y rigidizadas incrementa la capacidad a momento entre un 60 % y 90 % y una rigidez inicial de cerca de 140% más que las conexiones con placa extremo recortadas.

Kaushik, Sharma y Kumar (2013) analizan a través del programa de elementos finitos Ansys, el comportamiento a fatiga de una conexión tipo placa extremo sujeta a carga estática. Su modelo incluye contacto entre elementos, deslizamiento, pretensión de tornillos y la no linealidad del material. Los resultados se verifican al realizar una comparativa con trabajos realizados por Butterworth en 1999. Al final resulta un modelo con 3,142 elementos y 14,551 nodos mostrado en la Figura 3-42.

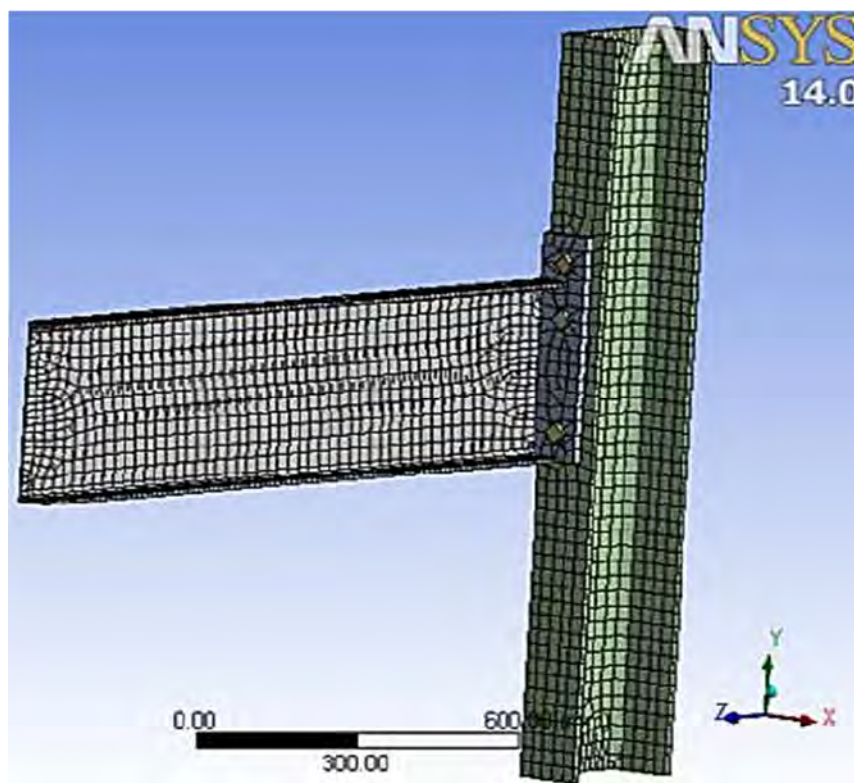


Figura 3-42 Mallado del ensamblaje completo en Ansys (Kaushik et al. 2013).

Se encuentra del MEF que para conexiones con placa extremo recortada la capacidad de momento-rotación viene principalmente de la deformación relativa entre la placa extremo y el patín de la columna, en tanto que para la conexión con placa extremo extendida, esta resistencia viene de la deformación de la zona de conexión de la viga o columna. Además se encontró que tensionar de más los tornillos (Figura 3-43) puede resultar en endurecimiento por deformación y la falla por fatiga de los tornillos puede reducir la vida de la conexión y dañar la estructura.

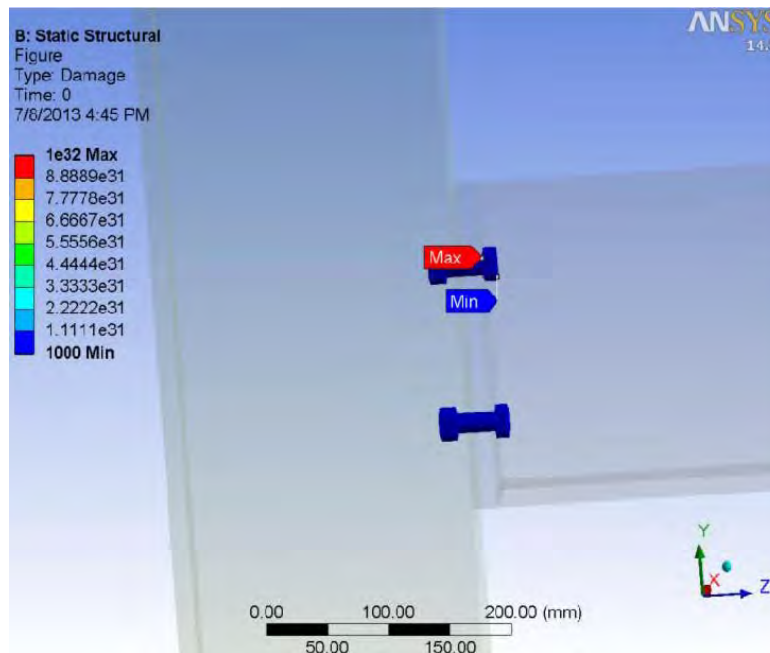


Figura 3-43 Se muestran los esfuerzos al tensionar de más los tornillos (Kaushik et al. 2013).

Balc, Chira y Chira (2012) presentan un análisis de elemento finito de una unión de placa extremo con tornillos pretensados utilizando para ello el programa Abaqus, con fin de validar el modelo analítico se ha comparado con los resultados de pruebas experimentales. El modelo consta de un par de vigas con placas extremo conectadas a la columna central con seis pares de tornillos precargados, las vigas y la columna son perfiles tipo IR. La estructura se asume como simplemente apoyada en los extremos de las vigas (Balc et al. 2012).

Con fin de obtener un resultado preciso con un costo de tiempo razonable se realiza un refinamiento de la malla, tendiendo a una malla más densa en la zona donde se espera mayor concentración de esfuerzos que en los extremos de las vigas como se aprecia en la Figura 3-44.

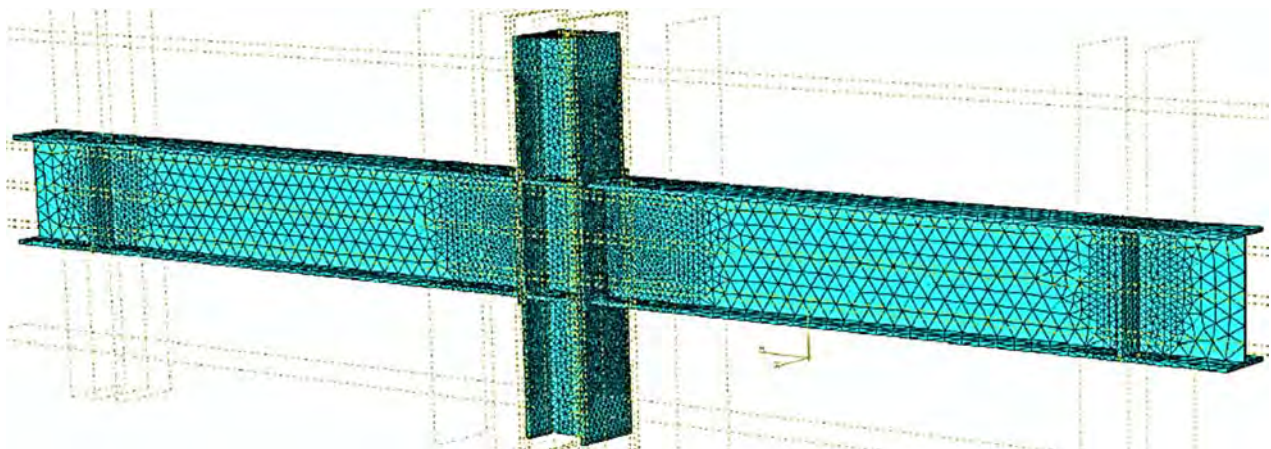


Figura 3-44 Discretización del mallado del ensamble completo (Balc et al. 2012).

Entre otras consideraciones se tiene:

- El diámetro del barreno se asume igual al del vástago del tornillo.
- Ya que por lo general, la soldadura no es causa de falla, cada viga y su respectiva placa extremo se han considerado como un solo cuerpo, despreciando la soldadura, esta consideración se ha hecho además para las placas de continuidad y la columna.
- El tipo de elementos seleccionados para el análisis es C3D4 clave que se refiere a tetraedros de cuatro nodos lineales.

La transferencia de las fuerzas se realiza a través de la fricción entre los elementos de conexión. Se consideró para ello un contacto de tipo superficie a superficie, así como pequeños deslizamientos. El coeficiente de fricción asignado fue de 0.30, con una formulación de rigidez tipo *penalty*. Tanto la cabeza del tornillo como su correspondiente tuerca se unieron a través de restricciones a la placa extremo así como al patín de la viga respectivamente. Para la aplicación de la carga, esta se dividió en dos pasos, en el primero se asignaron las fuerzas de pretensión a los tornillos, en tanto que en el segundo paso se aplicó una carga vertical en la parte superior de la columna (Balc et al. 2012).

Como resultado, la zona donde se presentan los esfuerzos más altos fue en los tornillos de la primera fila, sometidos a tensión, los patines de la viga y el alma de la columna sometida a compresión. La falla de la unión se dio por los tornillos sometidos a tensión (Figura 3-45).

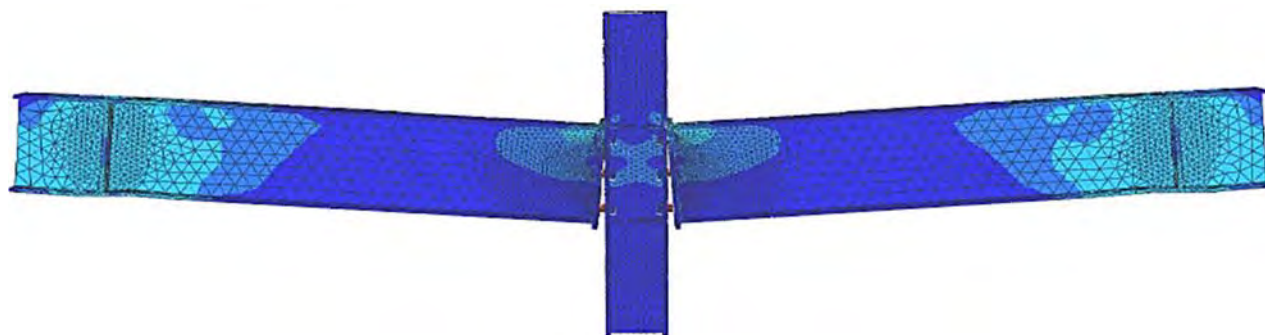


Figura 3-45 Vista deformada de la conexión (Balc et al. 2012).

En la Figura 3-46 se muestra la comparación entre las curvas momento-rotación obtenidas mediante el análisis con Abaqus y las pruebas experimentales, se observa como en la zona inicial de la curva hay una buena correlación, sin embargo, existe una zona donde no corresponden ambas curvas, esto se debe entre otras cosas a que el modelo del material no es perfectamente conocido.

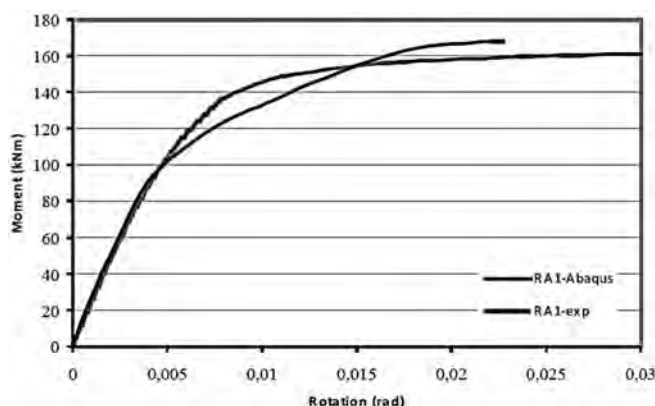


Figura 3-46 Comparativa entre el experimental y el modelo de elementos finitos, mostrando la curva momento-rotación de la conexión (Balc et al. 2012).

En resumen, el método de elementos finitos ofrece la posibilidad de simular el comportamiento actual de una conexión a bajo costo y en un periodo de tiempo relativamente corto comparado con las pruebas experimentales.

En el 2007 Foces y Garrido realizan un análisis de elemento finito mediante el software Cosmos para evaluar la curva momento-rotación para la conexión de tipo placa extremo, para tal modelo se consideró un comportamiento de tipo elasto-plástico, donde para validar los resultados obtenidos con este análisis se verificó con los resultados teóricos obtenidos con base al Euro-código considerando como criterio la unión equivalente en “T” (Figura 3-47) y la teoría de las líneas de fluencia, así como con resultados de pruebas experimentales. Una de las principales características de este trabajo fue el emplear elementos tipo sólidos, para este modelo tridimensional, esto pues otros investigadores consideraban a la columna como un plano rígido, o bien como elementos tipo *shell*. Mediante este ensayo se obtuvo la curva momento-rotación de la conexión (Figura 3-48). Otra característica de este modelo fue el considerar ejes de simetría de modo que se modeló solo media conexión. Se consideró además el comportamiento plástico de Von Mises (Foces y Garrido 2007).

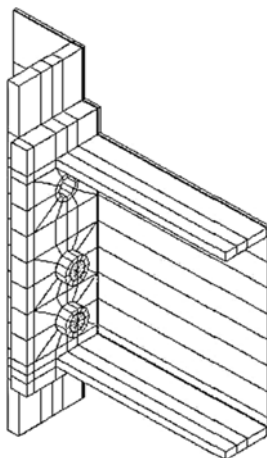


Figura 3-47 Modelo geométrico de la conexión (Foces y Garrido 2007).

El problema se plantea para resolverse paso a paso mediante aplicación paulatina de carga controlada, como resultado de los ensayos, la carga máxima soportada fue de 130 kN, con un desplazamiento de 25.75 mm y un momento de 74.584 kN·m. Observando que la falla de la conexión se dio por plastificación en el patín de la columna.

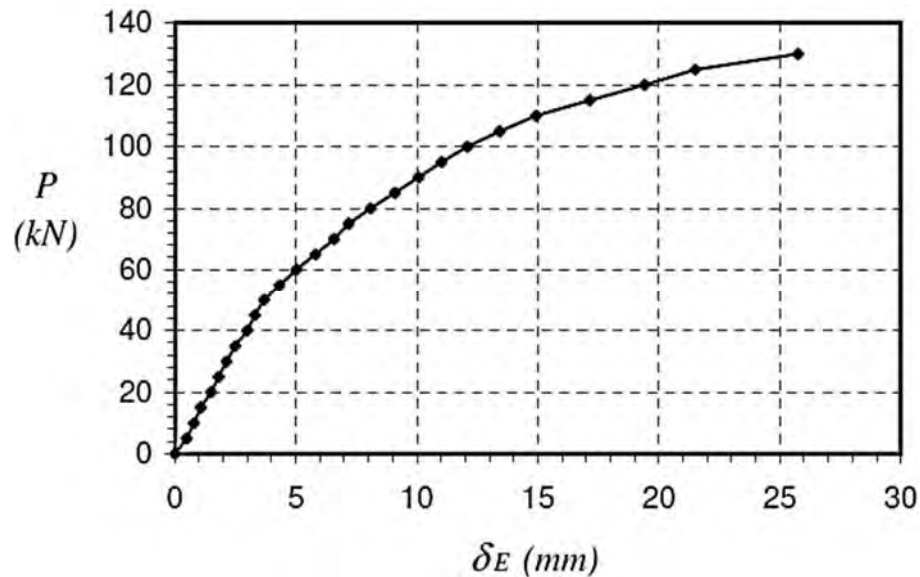


Figura 3-48 Curva carga – desplazamiento del ensayo (Foces y Garrido 2007).

En un primer análisis se generó un mallado básico que permitiese llegar a la convergencia del modelo, para después con base en ello proceder a un refinamiento de la malla como se aprecia en la Figura 3-49. En la Figura 3-50 se presenta la comparación entre el modelo analítico y los resultados experimentales.

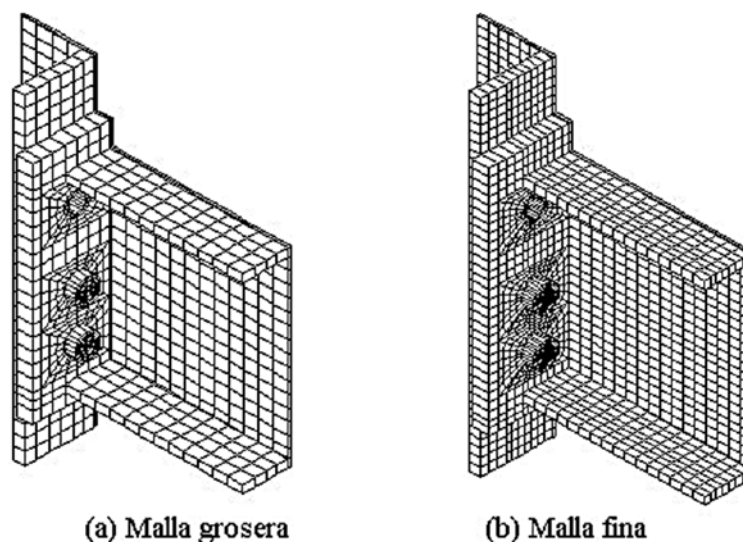


Figura 3-49 Tipos de mallas consideradas (Foces y Garrido 2007).

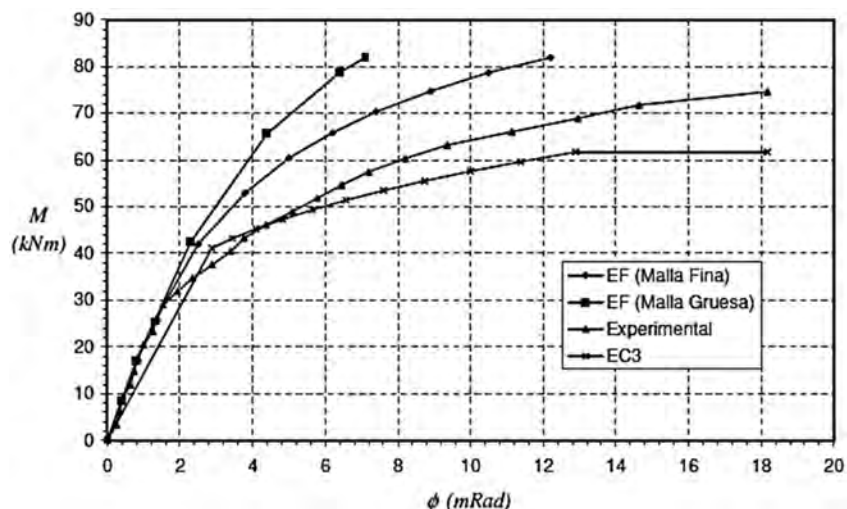


Figura 3-50 Comparativa entre curvas momento-rotación, experimentales y analíticas (Foces y Garrido 2007).

En el 2000, Maggi compara para la conexión con placa extremo atornillada los resultados obtenidos de experimentos contra los hallados con el MEF, estudia en específico la rigidez de las conexiones y la influencia que en ella tiene el espesor de la placa. Los análisis se realizan en el programa Ansys (Figura 3-52), en el modelado se aprovecha la simetría de la conexión, modelando únicamente la mitad del ensamble, emplea elementos de tipo SOLID45, considera los contactos y como resultado obtiene las curvas momento – rotación mostrados en la Figura 3-53 de sus modelos de elemento finito para compararlas contra resultados experimentales (Maggi 2000).

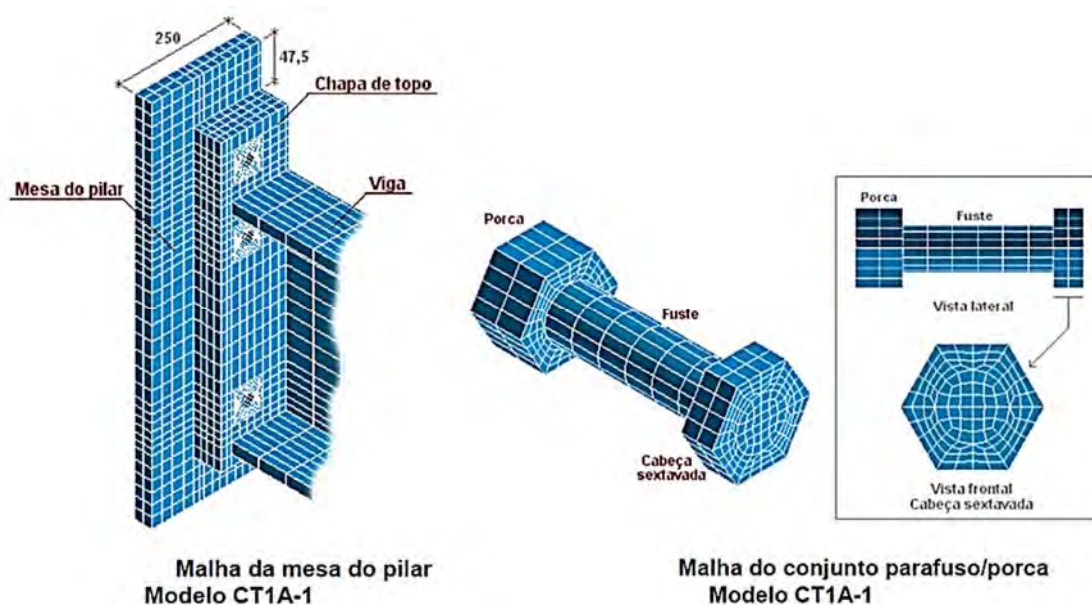


Figura 3-51 Mallado de los elementos placa, perfiles y tornillos (Maggi Y. I., 2000).

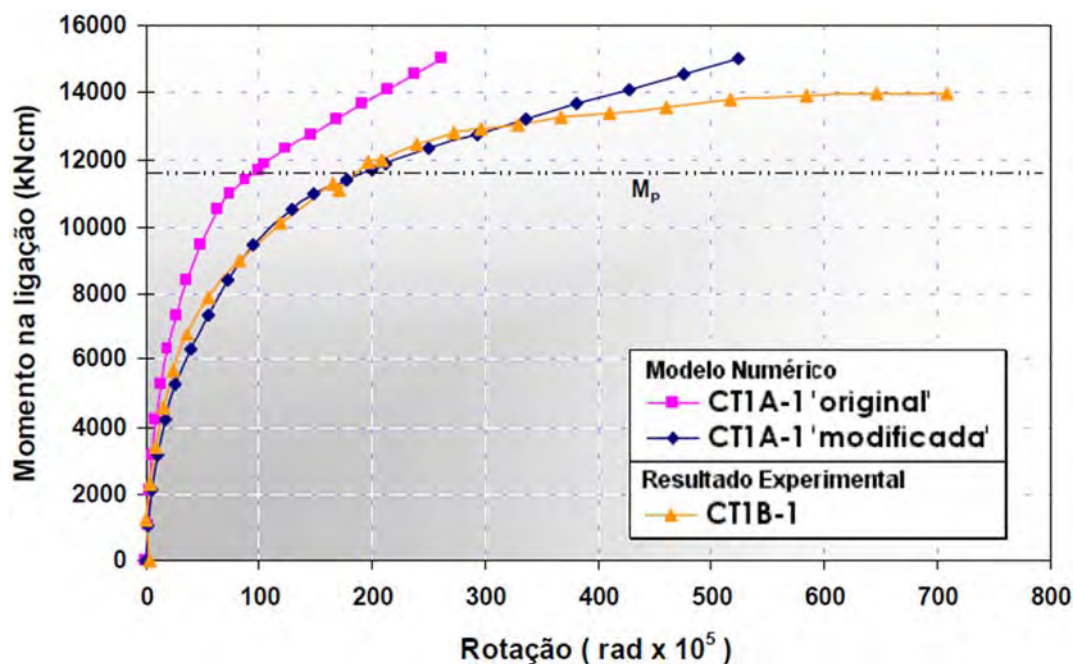


Figura 3-52 Curvas momento-rotación de los modelos evaluados (Maggi 2000).

Las diferencias mostradas en las curvas anteriores, Maggi las atribuye al hecho de que los modelos numéricos son idealizaciones, de modo que del modelo se ignoran ciertas características intrínsecas, como imperfecciones de los perfiles y la existencia de esfuerzos residuales.

3.3.3 Análisis de elementos finitos para conexiones tipo BFP

Santiago Peralta (2011) en su tesis de maestría evalúa a través del programa Ansys el comportamiento de siete conexiones (variando la geometría y configuración en ellas, Figura 3-53) con cubreplacas sobre los patines de las vigas atornilladas (tipo BFP) así como conexiones tipo árbol ante carga monotónica y cíclica, generando del programa curvas carga-desplazamiento y momento-rotación, compara los resultados entre ambos tipos de conexiones, así como las tipo BFP contra conexiones de placa extremo (Santiago Peralta 2011).

Se considera para el ensayo ante carga monotónica material con propiedades isotrópicas, cuyos resultados se muestran en la Figura 3-54 y para el material sujeto a cargas cíclicas, este se define como endurecimiento multilíneal cinemático para considerar el efecto Bauschinger, siendo los resultados los que se muestran en la Figura 3-55.

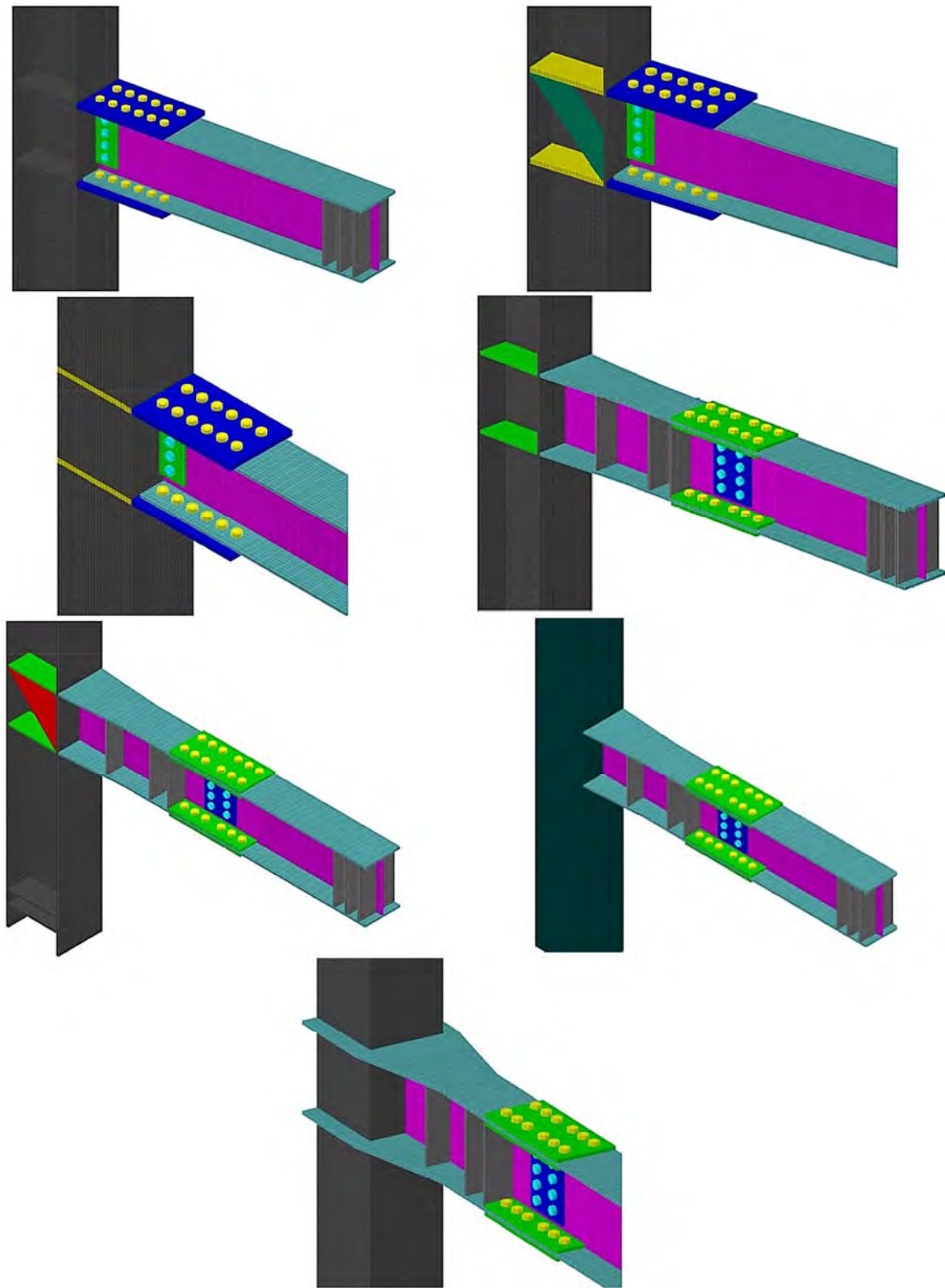


Figura 3-53 Conexiones tipo BFP y variantes de la misma evaluadas por Santiago Peralta (2011).

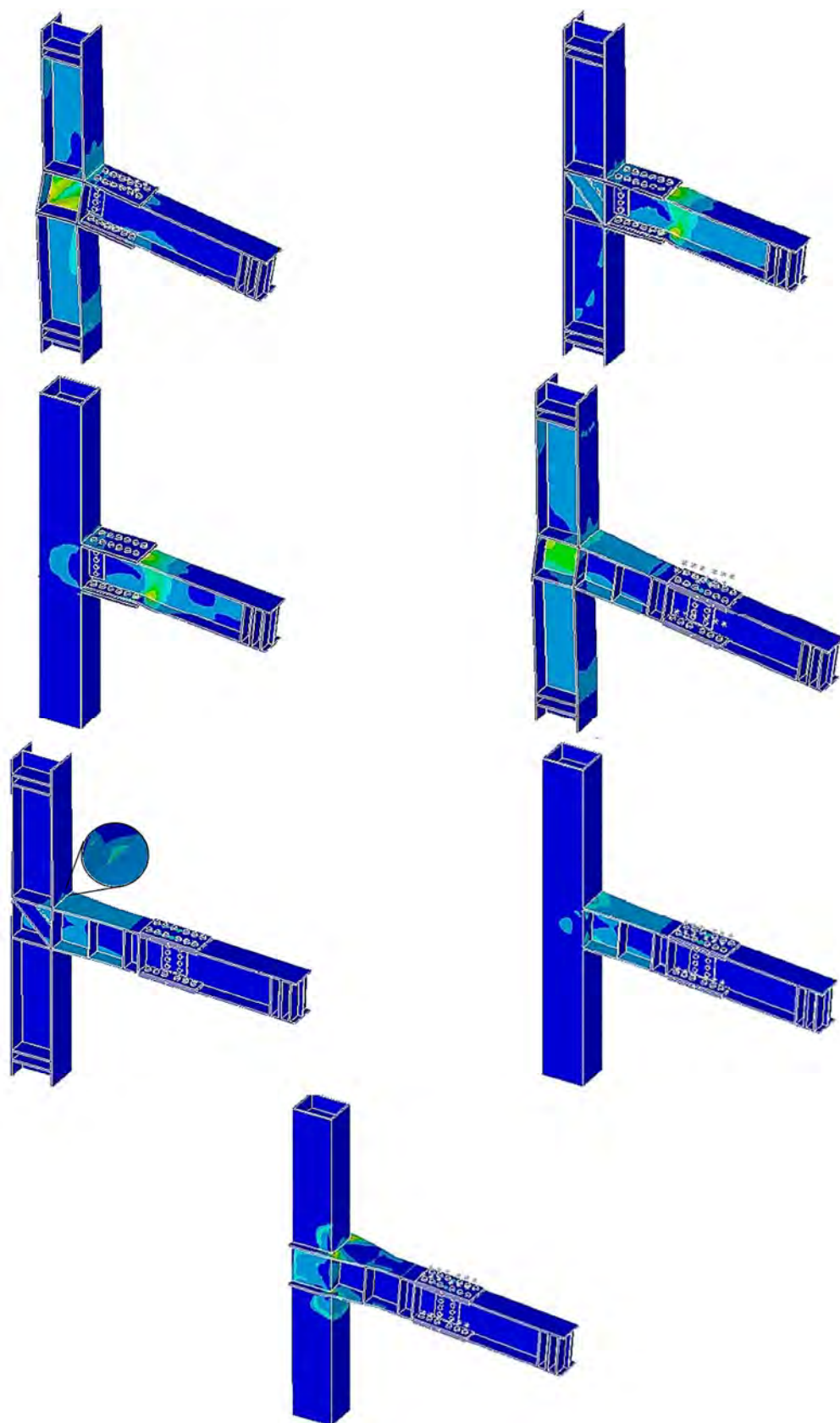


Figura 3-54 Esfuerzos en conexiones evaluadas ante carga monotónica (Santiago Peralta 2011).

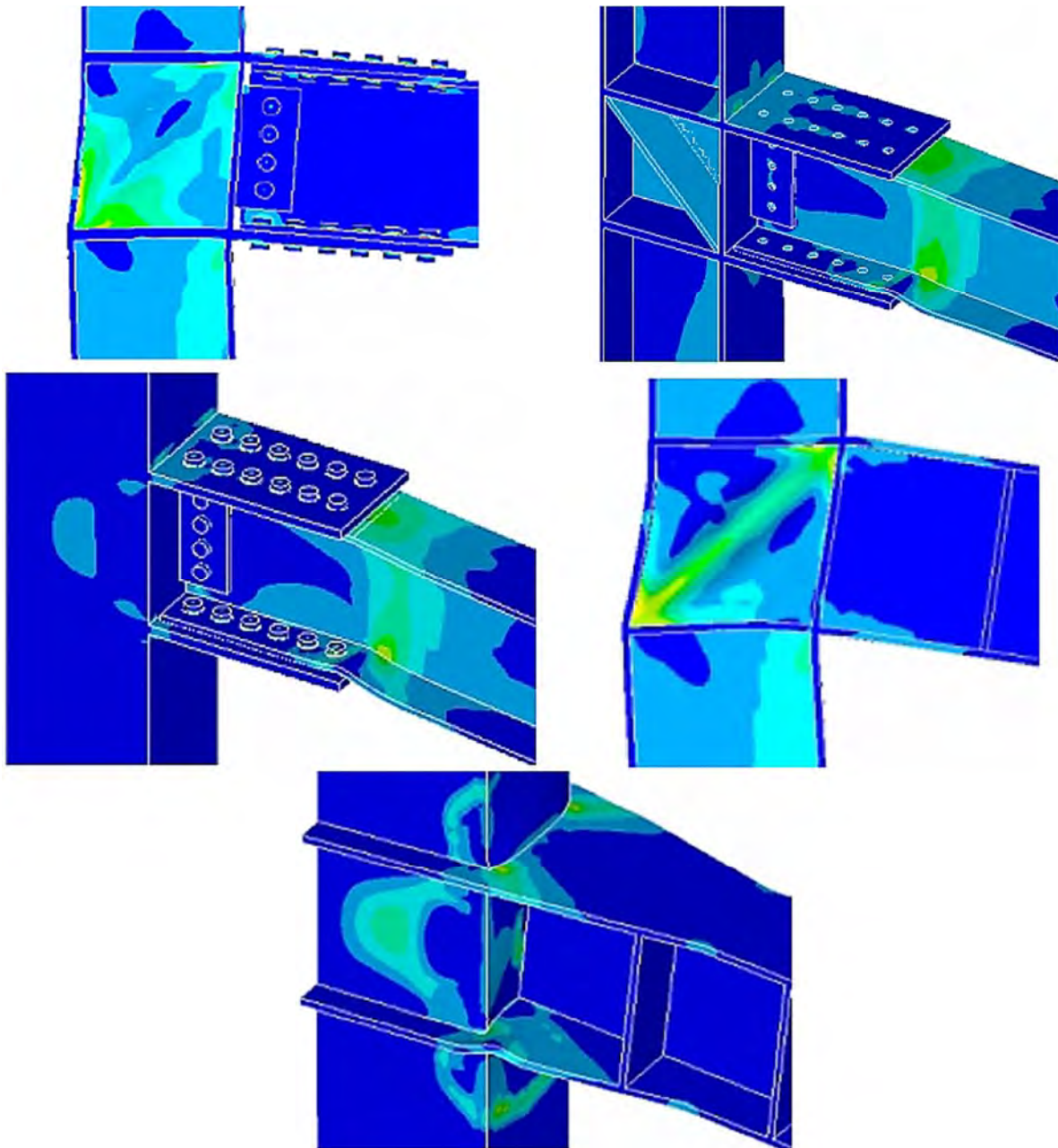


Figura 3-55 Esfuerzos en conexiones evaluadas ante carga cíclica (modelos 1, 2, 3,4 y 7) (Santiago Peralta 2011).

De los resultados en el modelo de elemento finito se concluye que la rigidez de la zona panel de la columna define el comportamiento final de la conexión, notándose que en los modelos sin atiesadores inclinados en la zona de panel, la falla se dio por plastificación de esta zona, pero en aquellos modelos con alma atiesada, la plastificación se da en la trabe alejándose de la columna aumentando de manera notoria la capacidad a momento de la conexión.

3.3.4 Análisis de elementos finitos para conexiones tipo WUF

Chen *et al* en el 2005 investigan a través de análisis inelásticos en el software Ansys (Figura 3-56), el comportamiento y modos de falla ante cargas cíclicas de conexiones tipo WUF, entre sus conclusiones encuentran que el modo de falla en sus modelos es la fractura frágil del patín de la viga y esta se inicia en el agujero de acceso para la soldadura debido a concentración de esfuerzos (Figura 3-57).

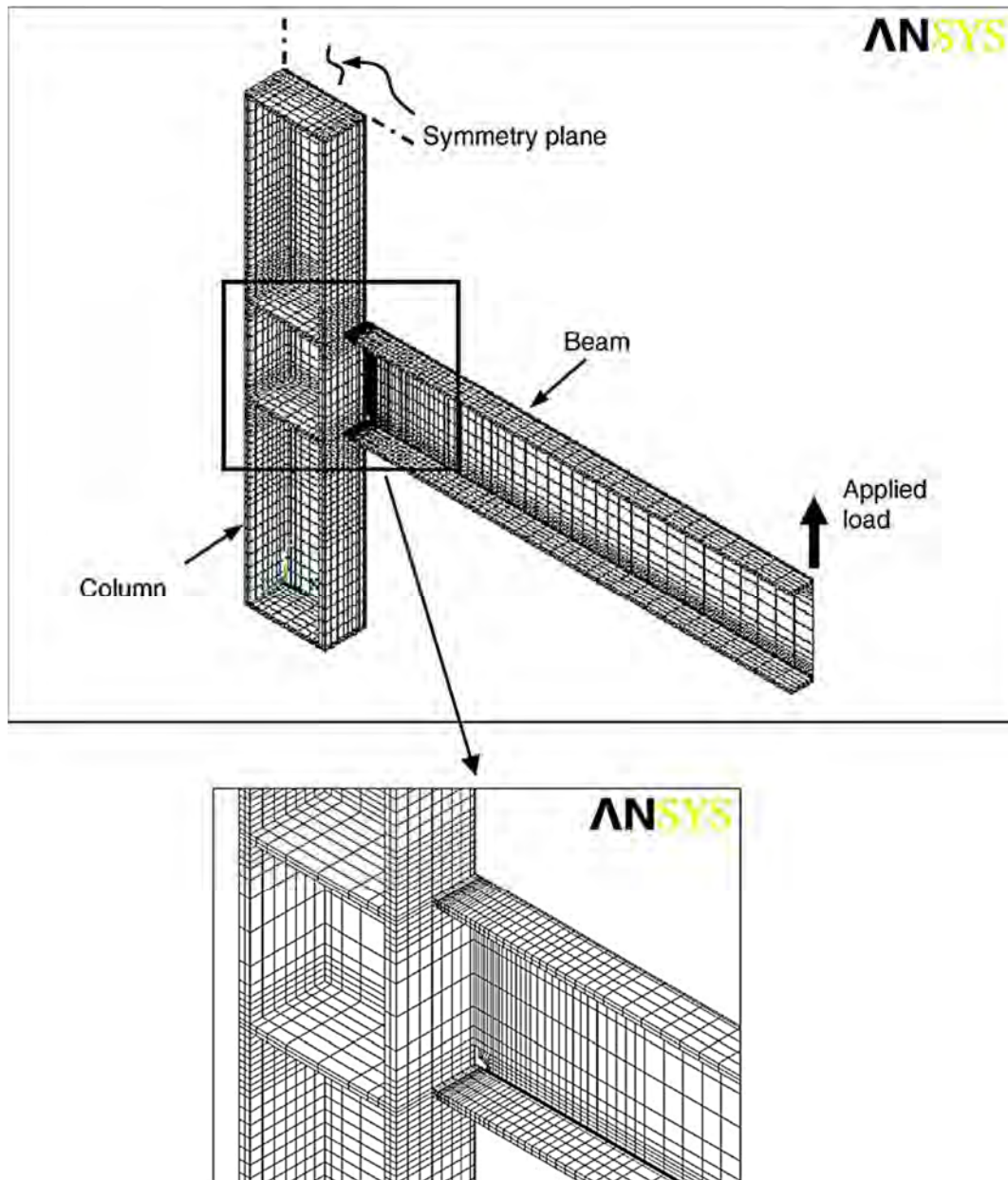


Figura 3-56 Ensamble de la conexión en cuestión, se observa cómo se refina más la malla en la zona central de la conexión (Chen et al. 2005).

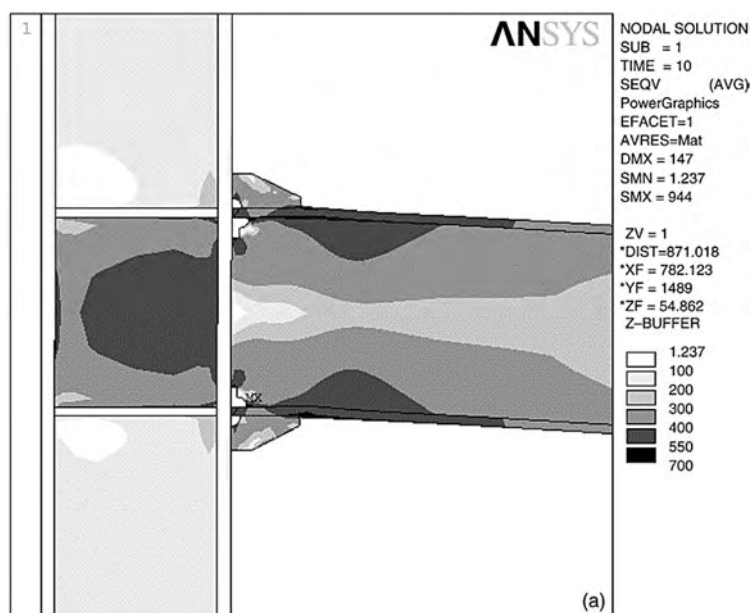


Figura 3-57 Distribución de esfuerzos de Von Mises después de realizado el análisis (Chen et al. 2005).

Otra de las conclusiones de este trabajo es que añadir una placa a manera de costilla en la conexión puede reducir la concentración de esfuerzos en el agujero para la soldadura.

En el 2012, Shadmanheidari *et al* mediante el programa Ansys (Figura 3-58) modelan y evalúan el comportamiento de la zona panel en una conexión tipo WUF sometida a cargas cíclicas. Usan para su modelo elementos de primer orden con ocho nodos, consideran la interacción entre elementos, restringen y arriostran contra pandeo lateral la viga, el desplazamiento aplicado es de acuerdo al protocolo SAC. Para validar sus resultados realizan una comparativa contra valores obtenidos de experimentales, sin embargo, encuentran diferencias en la zona no lineal, los autores las atribuyen a factores como simplificaciones numéricas realizadas en el MEF, así como el omitir la presencia de esfuerzos residuales (Shadmanheidari et al. 2012).

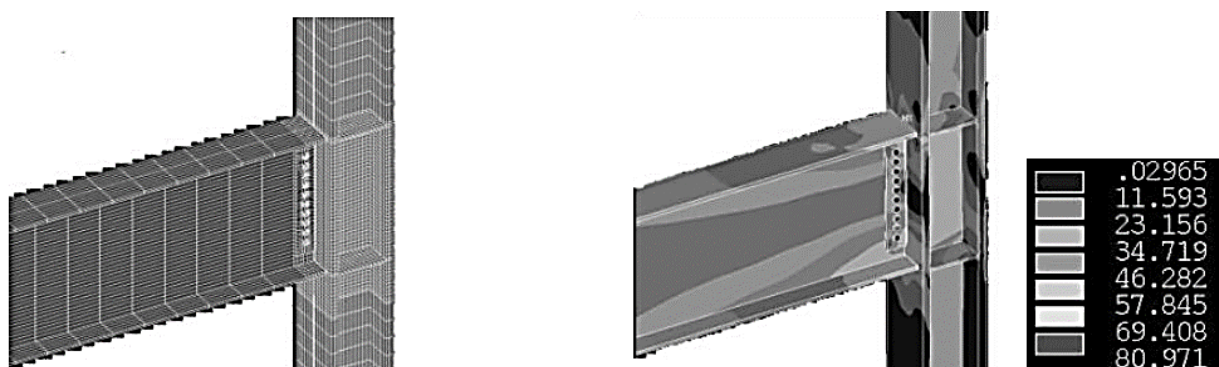


Figura 3-58 Modelo de conexión tipo WUF evaluada, a la izquierda, se muestra el mallado, a la derecha esfuerzos de Von Mises (Shadmanheidari et al. 2012).

Entre las conclusiones más relevantes a las que llegan se encuentra que la rotación plástica de la zona panel está relacionada con el tipo de conexión y que especímenes con cubreplacas tienen más rotación plástica que las conexiones tipo WUF-B.

3.3.5 *Análisis de elementos finitos para conexiones tipo KBB*

En el 2010, Blaney et al usando el MEF ensayan especímenes sometidos a carga cíclica para evaluar el comportamiento de la conexión tipo KBB mostrada en la Figura 3-59.

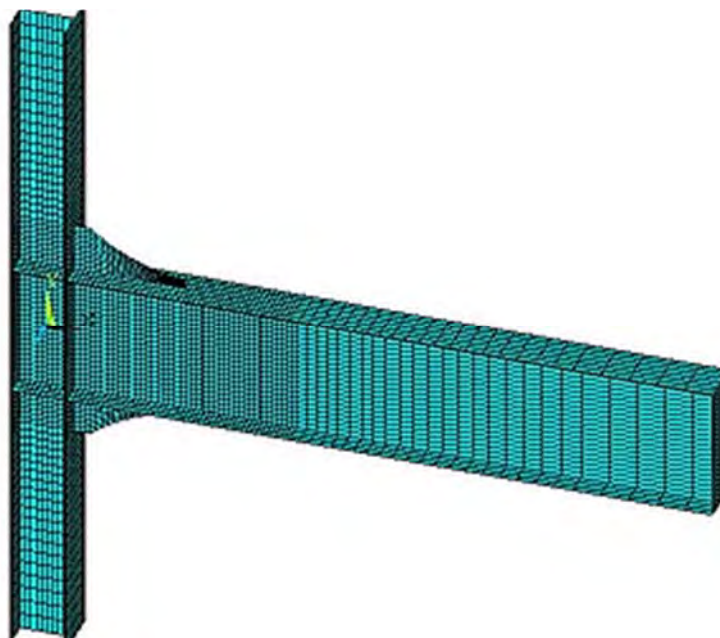


Figura 3-59 Modelo de elementos finitos de conexión KBB (Blaney et al. 2010).

En su modelo consideran los soportes KBB como cuerpos rígidos, es decir, no los atornillan a la columna y viga, esto dado que su análisis se enfocaba en el comportamiento inelástico de la conexión completa, pero no en la unión soporte-columna, soporte-viga, o la placa de corte atornillada. El modelo se realizó en Ansys, el material fue acero A992, los elementos se consideraron como tipo *shell* y se asigna un endurecimiento cinemático, Para alcanzar las distorsiones especificadas se impuso desplazamiento vertical en el extremo libre de la viga hasta alcanzar un 4% de distorsión.

Los resultados del análisis mostraron que para el primer modelo (sin los soportes KBB) la primera fluencia se dio al 1% de distorsión, ésta inició en la zona panel de la columna. Conforme avanzaron los ciclos, la fluencia se propagó a toda la zona panel de la columna, formándose así una articulación plástica que se ilustra en la Figura 3-60.

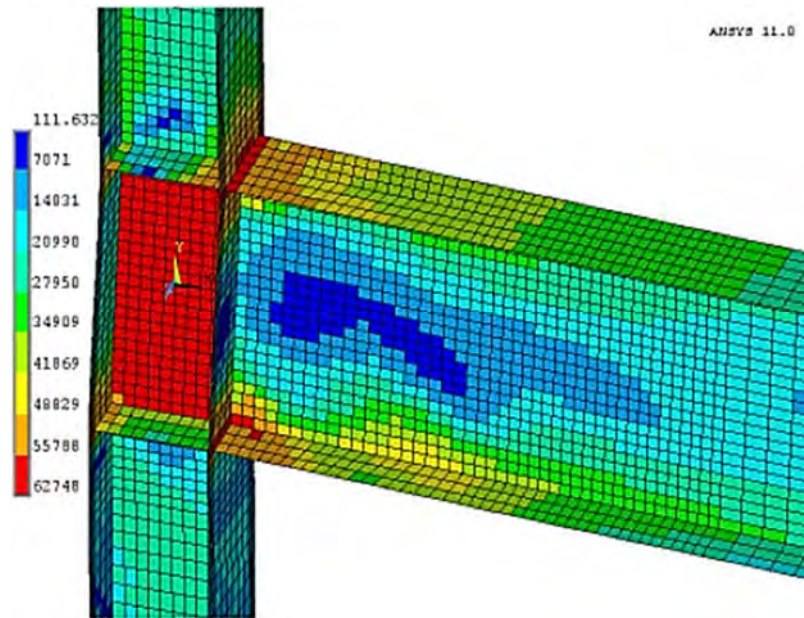


Figura 3-60 Vista deformada de la conexión con esfuerzos de Von Mises a una distorsión del 4 % (Blaney et al. 2010).

Enseguida, se analizó la misma conexión agregando los soportes KBB en el patín superior e inferior de la viga. Como se observa en la Figura 3-61, al mismo nivel de distorsión que la (Figura 3-61) (4%) la fluencia es mucho menor y ésta se da en el patín de la viga, no en la zona panel de la columna.

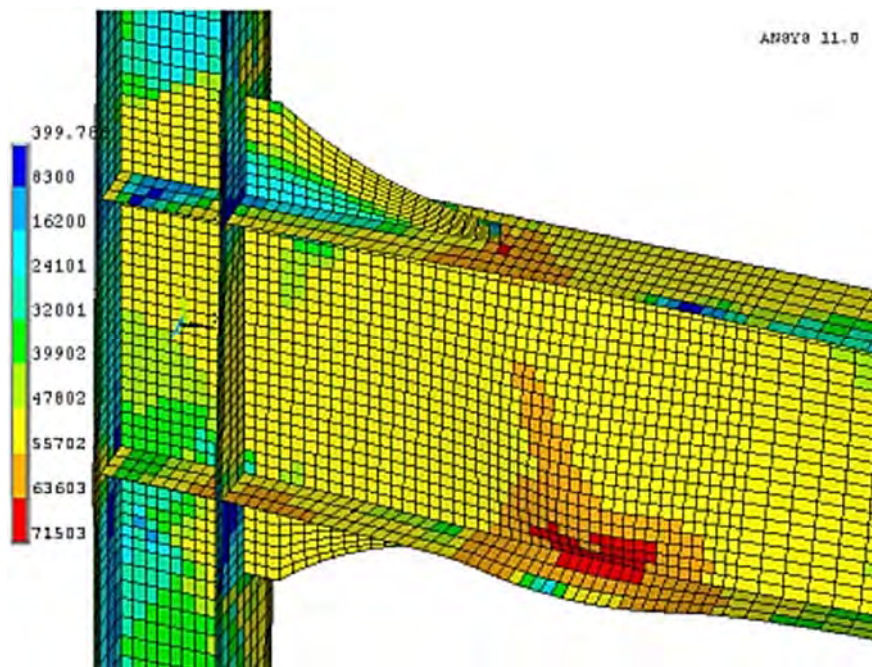


Figura 3-61 Vista deformada de la conexión ya con los soportes KBB mostrando los esfuerzos de Von Mises a una distorsión del 4 % (Blaney et al. 2010).

Por tanto, se concluye que la adición de estos soportes es un método muy efectivo para reforzar las conexiones tipo pre-Northridge ya que obligan a la articulación a aparecer en la viga. Además se observó que no resulta buena opción colocar solo un soporte en el patín inferior (usualmente el origen de la falla) y que no tiene influencia negativa la fluencia en la zona panel al usar conexiones KBB (Blaney et al. 2010).

3.3.6 Análisis de elementos finitos para conexiones tipo SidePlate

En 1997, Houghton presenta para difundir y promover el uso de la conexión SidePlate, un informe en la conferencia nacional de investigación sísmica de Northridge en Los Ángeles, California en 1997, donde presenta entre otros aspectos modelos realizados a través del MEF para esta conexión, desarrollados en el programa EMRC NISA II, donde esta conexión se muestra como una opción sólida, pues alcanza múltiples ciclos inelásticos con altas rotaciones sin pérdida de resistencia. Como modo de falla reporta el pandeo del patín de la viga hasta la ruptura final de la misma, esto se origina debido a una grieta que inicia en el patín inferior de la viga y se propaga a través de esta como se muestra en la Figura 3-62 (Houghton 1997).

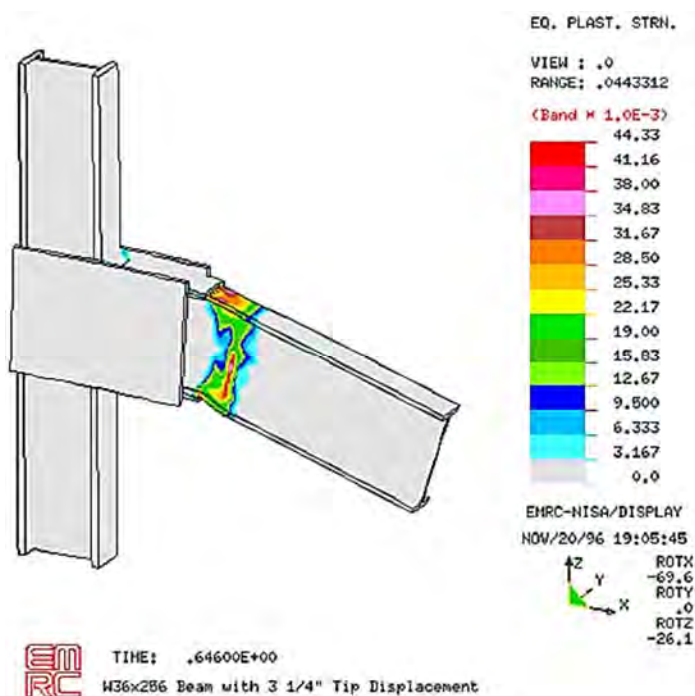


Figura 3-62 Falla de la conexión SidePlate, se observa la formación de la articulación plástica en la viga (Houghton 1997).

Chou *et al* en 2008 a través del programa Abaqus, modelan conexiones de tipo SidePlate para confirmar su efectividad en la transferencia de momentos de la viga a la columna e investigar potenciales modos de falla de la misma. Esta conexión fue aplicada en las conexiones de un edificio de 34 niveles en Taiwán, las conexiones originales hubieron de ser rehabilitadas para cumplir con los requerimientos de (AISC 341-16 2016) para ello, se reforzaron mediante la

modificación de la conexión inicial a una de tipo SidePlate, basados en los resultados de sus modelos de elementos finitos (Figura 3-63), se puede concluir que:

- La fractura del patín de la viga cercano a la cara de la columna fue el modo de fallo para conexiones no rehabilitadas alcanzando un ángulo de distorsión del 3% por tanto, de no haberse modificado no hubiesen precalificado.
- El momento máximo desarrollado a una distancia de un cuarto del peralte de la viga desde el extremo de la SidePlate fue de entre 1.28 a 1.54 veces el momento nominal plástico máximo de la viga. El endurecimiento por deformación excede en 1.5 veces el calculado debido al pandeo menor de la viga en la localización de la articulación plástica.
- La capacidad a momento de la viga rehabilitada fue la suma del momento plástico sin rehabilitar y ya rehabilitada una vez que se han añadido las SidePlate a la viga, para los tres modelos evaluados, la demanda de capacidad mostró un rango de entre 1.11 y 1.56.

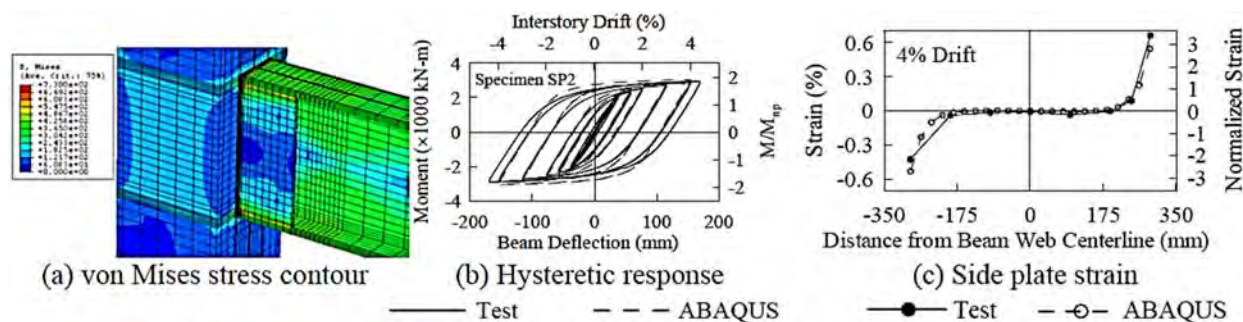


Figura 3-63 Análisis de elemento finito en Abaqus con curva histerética momento-deflexión resultante (Chou et al. 2008).

Los modelos de elemento finito mostraron que la conexión tipo SidePlate puede transferir aproximadamente un tercio de los momentos de la viga a la columna y que incrementar el espesor de la SidePlate puede reducir de manera significativa las demandas en el patín de la viga y en la interfaz viga-columna.

Debido a los ataques terroristas de los que fue objeto Estados Unidos en la década anterior, Karns et al. comienzan a estudiar el refuerzo de estructuras y evaluar el comportamiento de estructuras convencionales soldadas ante impactos en programas de elemento finito (Figura 3-64); sus objetivos principales fueron:

1. Validar y corroborar el estado del arte de las pruebas experimentales.
2. Verificar y validar herramientas necesarias para análisis de colapso y minimizar la necesidad de pruebas futuras costosas.
3. Investigar tipos de conexión cuando se someten a altos valores de deformación ante ataques.
4. Identificar tipos de conexiones viga-columna, que sean soluciones confiables para mitigar los efectos ante bombardeos.
5. Adquirir el conocimiento necesario para modificar (si se requiere) las conexiones existentes para ser confiables en términos de seguridad. (Karns et al. s.f.)

En la investigación se empleó el programa LS Dyna, los modelos en análisis se desarrollaron para evaluar su respuesta ante impacto.

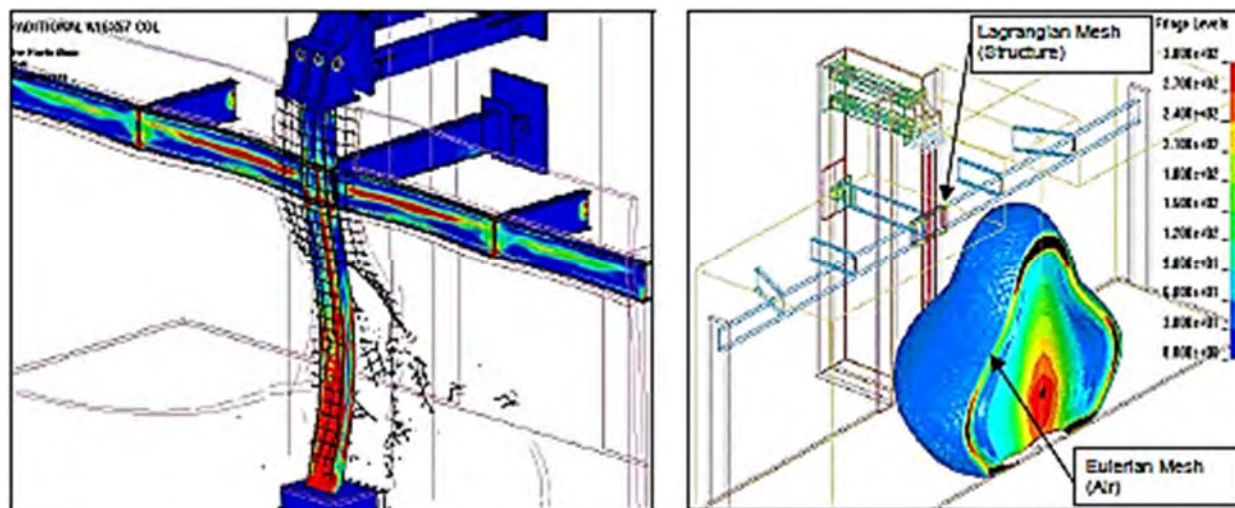


Figura 3-64 Esfuerzos en modelo de elemento finito sometido a impacto (Karns et al. s.f.).

De estos trabajos se concluye que la construcción convencional en acero es una solución efectiva para resistencia al impacto y a la mitigación del colapso progresivo si y solo si las conexiones viga-columna son bien configuradas y detalladas. De los especímenes evaluados (WUF y SidePlate), la conexión tipo SidePlate resulta ser la que alcanza una mayor capacidad para el nivel dañado y sin daño. Además, esta conexión se mantuvo estable bajo cargas mucho más elevadas que las conexiones a momento tradicionales (Karns et al. s.f.).

Frente a la interacción de la tensión axial y momento flexionante las conexiones tradicionales resisten el impacto sin daño en la conexión, sin embargo, la columna se daña severamente y se arranca desde su base desplazándose aproximadamente 75 pulgadas.

Los modos de fallo progresivo fueron controlados por excedencia en la capacidad de endurecimiento por deformación de la viga, la cual fallo por un desgarre originado en el filete de soldadura del patín inferior de la viga como se observa en la Figura 3-65.

Se concluye que la capacidad para resistir después del impacto cuando se pierde una columna, la condición resultante incluye la interacción de momento flexionante y de tensión axial en la viga. Se ensayaron y compararon conexiones tipo WUF y SidePlate, siendo esta última la que alcanzó valores de carga y rotación mucho más elevados que la conexión WUF (Karns et al. s.f.).

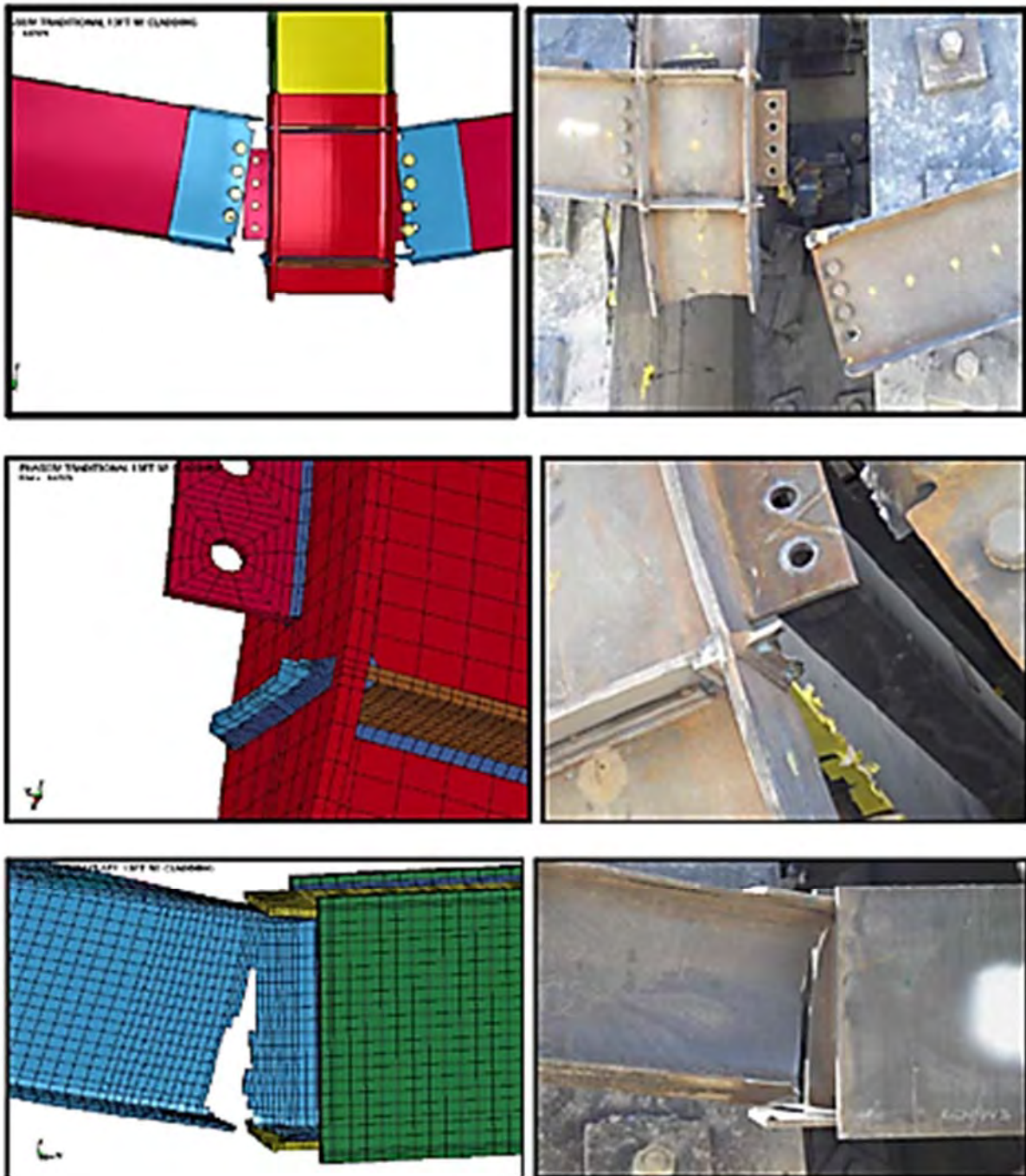


Figura 3-65 Se observa la excelente predicción del comportamiento de los modelos de elemento finito frente a los experimentales (Karns et al. s.f.).

Posterior al sismo de Northridge, en el gran número de conexiones que resultaron afectadas, su propia geometría dificultaba la reparación, es entonces cuando surge la opción de reforzar las conexiones mediante la soldadura de dos placas laterales, el sistema conocido como SidePlate. Este sistema elimina por completo la soldadura entre la columna y viga, la unión se lleva a cabo

a través de estas placas laterales. Además al separar viga y columna, se elimina el riesgo de esfuerzos residuales.

En el 2004, Deylami y Ahseaf tratan el caso de once modelos de elementos finitos que se modelaron para representar el comportamiento no lineal de la conexión SidePlate (Figura 3-66), los resultados indicaron que este tipo de conexión tiene suficiente rigidez, fuerza y ductilidad para calificar como conexión rígida. Se modeló en Ansys la conexión, aplicando cargas tanto monotónica como cíclica (Deylami y Ahsraf 2004).

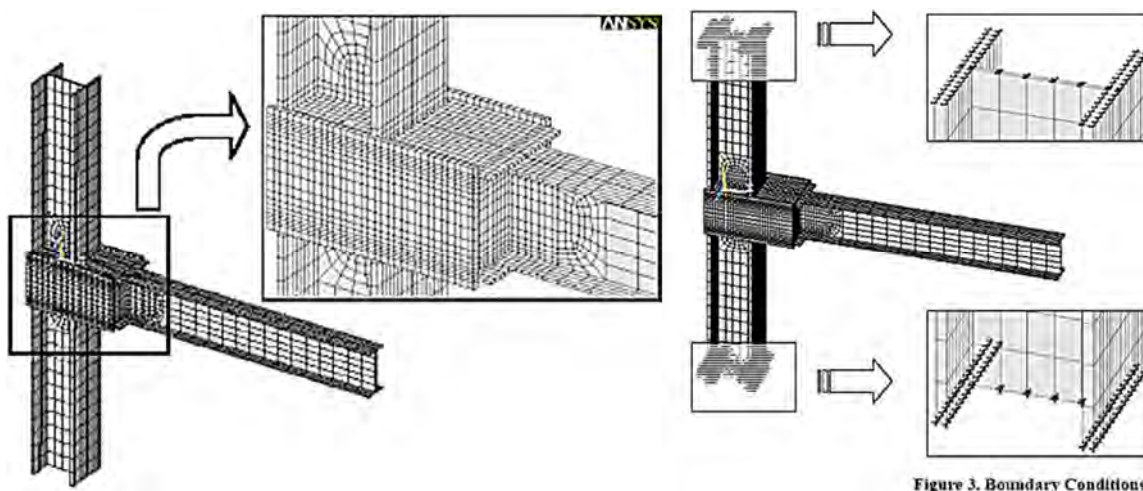


Figure 3. Boundary Conditions

Figura 3-66 Modelo de elementos finitos en Ansys para la conexión tipo SidePlate (Deylami y Ahsraf 2004).

Se estudia la influencia de las placas tipo SidePlate variando los espesores de cada una de ellas en el modelado de Ansys, concluyendo lo siguiente:

- Las deformaciones plásticas ocurrieron en la viga en lugar de en la conexión (Figura 3-67).
- La conexión tipo SidePlate tiene alta ductilidad y capacidad de absorción de energía.
- Ni el tamaño de la columna ni el espesor de las SidePlate, influyen en el comportamiento plástico de la conexión.

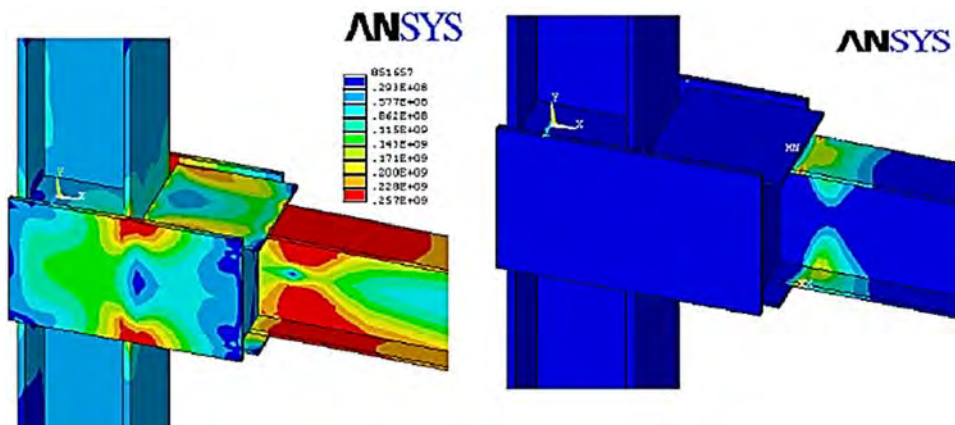


Figura 3-67 Distribuciones de esfuerzos en Ansys para la conexión tipo SidePlate (Deylami y Ahsraf 2004).

3.3.7 *Análisis de elementos finitos para conexiones tipo Doble T*

Swanson en 1999 realiza estudios de las conexiones tipo T Stub donde pretende verificar los modos de falla en los experimentos desarrollados por el mismo autor (Figura 3-68), así como lograr predecir la resistencia de servicio, esfuerzo último, características de rigidez y capacidades rotacionales de las conexiones con T Stub a través del programa Abaqus, donde se realizan tres modelos, en ellos considera las propiedades no lineales del material, así como la fricción en la interacción de los elementos, para los patines de la viga y la columna emplea elementos de tipo C3D8, mientras que para los tornillos y las T Stub usa elementos C3D20; se aplican dos tipos de fuerzas: de pretensión en tornillos y la carga monotónica aplicada al ensamble (Figura 3-69 y Figura 3-70).

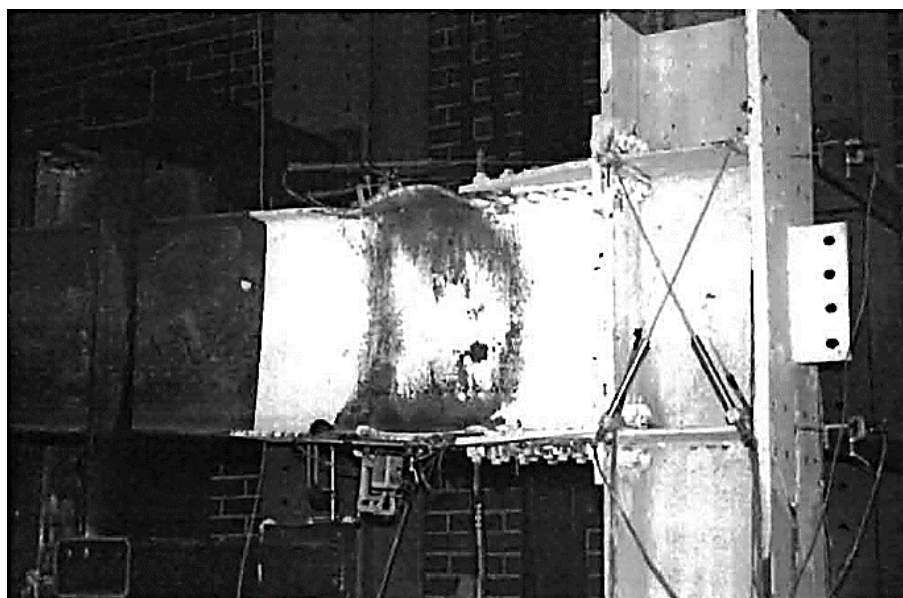


Figura 3-68 Conexión T-Stub después de la falla, se observa la fluencia local de los patines de la viga (Swanson 1999).

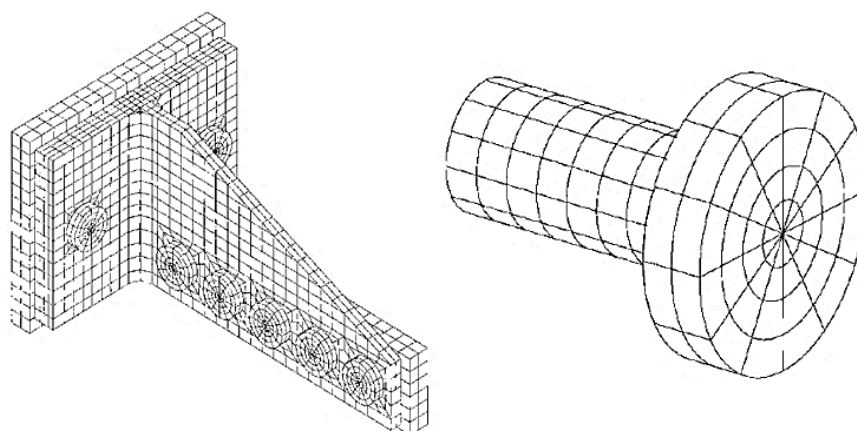


Figura 3-69 Mallados aplicados en el soporte tipo KBB y el tornillo (Swanson 1999).

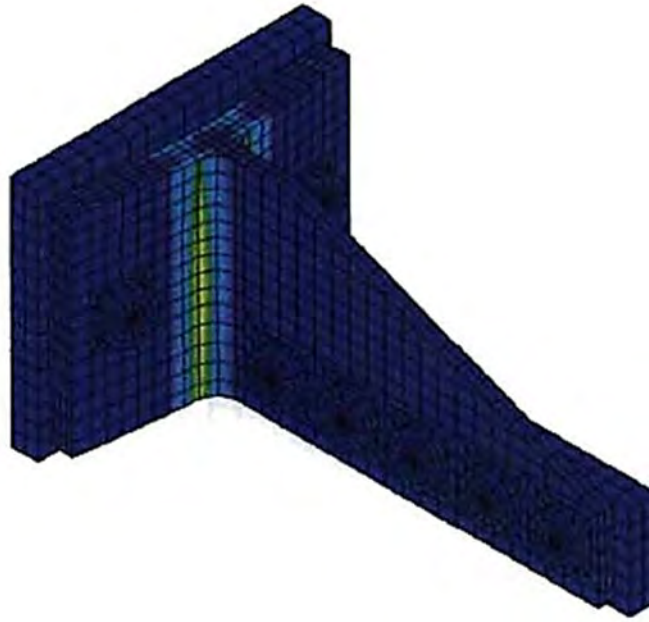


Figura 3-70 Fluencia en el soporte tipo KBB después de realizado el análisis en Abaqus (Swanson 1999).

La diferencia entre las curvas carga – deformación mostradas en la Figura 3-71 se puede atribuir a diversos factores, como sobre estimar el esfuerzo de fluencia del patín.

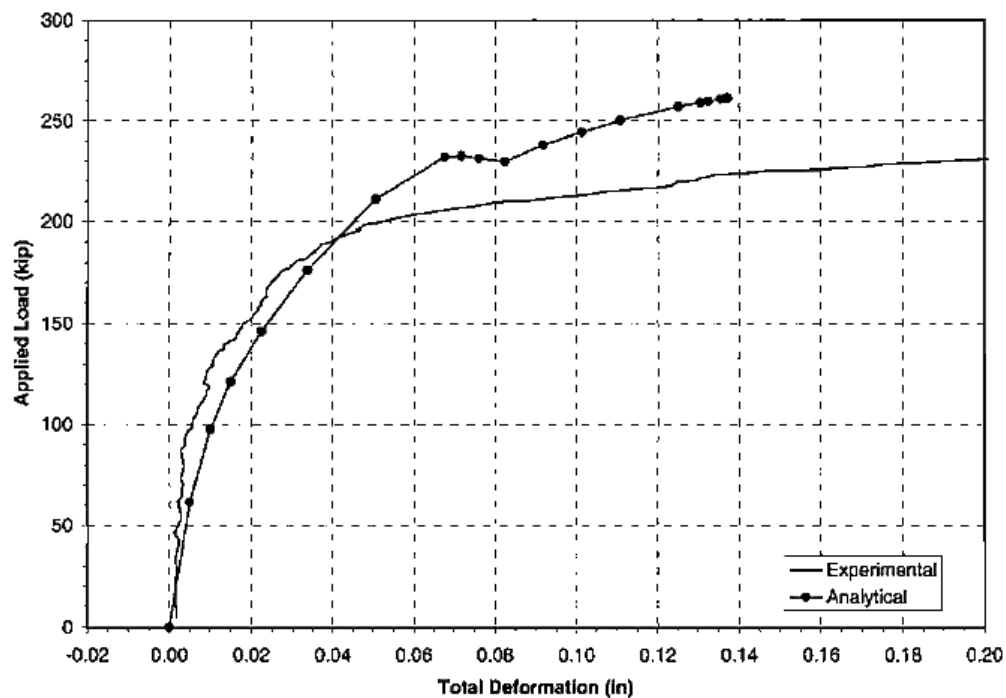


Figura 3-71 Respuesta carga-desplazamiento de la conexión, se muestra la buena similitud en el rango elástico. T-Stub (Swanson 1999).

De los estudios desarrollados por Swanson se concluye que:

- El modelo 3D en Abaqus al incluir interacciones y propiedades no lineales de materiales puede usarse para predecir de manera precisa el comportamiento de las T-Stub.
- De manera inadvertida la flexión en los tornillos a tensión puede reducir la capacidad axial de la conexión.
- Se da una flexión multidireccional en los patines de los cuatro modelos de T Stub analizadas.
- No son suficientes cuatro tornillos para desarrollar por completo un mecanismo en placas más gruesas que los patines.
- La presión entre la T Stub y los patines de columna se ve influenciada por el espesor del patín y la localización de los tornillos en tensión.
- La deformación de los patines de la T Stub es sensible a la pretensión de los tornillos.
- La distribución de fuerzas del alma al patín es aproximadamente uniforme a través del ancho de la T Stub (Swanson 1999).

Hantouche en el 2011 estudia la aplicabilidad de las conexiones T-Stub con patín grueso necesarias para vigas peraltadas que cumplen con los requerimientos para marcos resistentes a momento mediante el método de elemento finito a través del programa Abaqus (Figura 3-72) considerando la no linealidad de los materiales, interacciones, contactos, pretensión en los tornillos; se emplean elementos de 20 nodos e integración reducida C3D20R, considera un endurecimiento tipo isotrópico y las propiedades de material asignadas provienen del ensaye de probetas. Se aplican dos tipos de fuerzas, la primera es la de pretensión de los tornillos, la segunda es una monotónica para la T-Stub (Hantouche 2011).

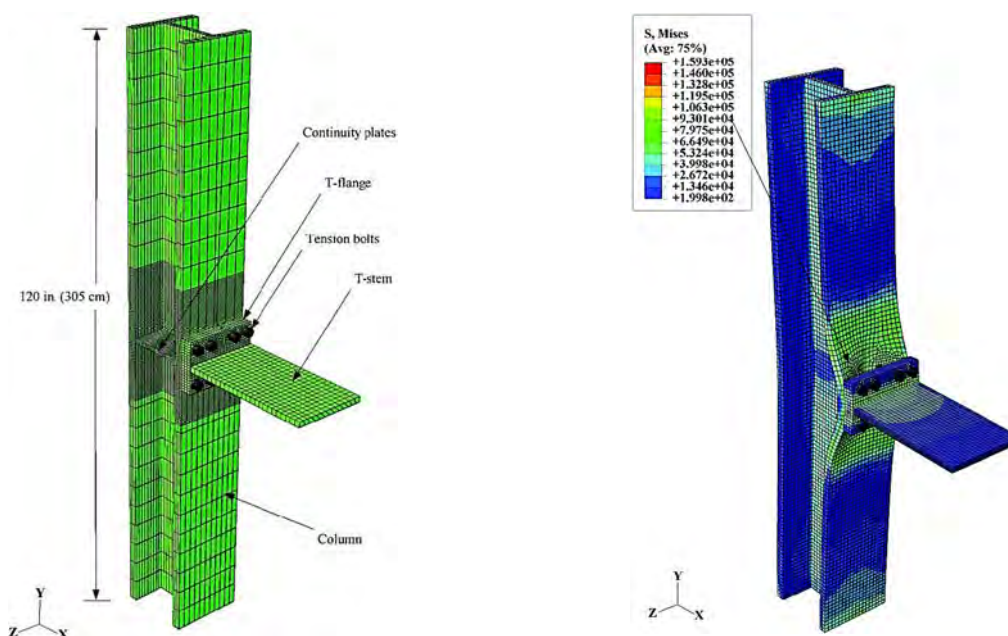


Figura 3-72 Modelo de la conexión en Abaqus, a la derecha, vista deformada de la misma una vez concluido el análisis (Hantouche 2011).

Aunado al modelado numérico, para desarrollar modelos matemáticos, lleva a cabo pruebas experimentales y elabora modelos de elementos finitos, con los cuales se predice la respuesta global momento – rotación del ensamble y la formación de las articulaciones plásticas que se señalan en la Figura 3-73.

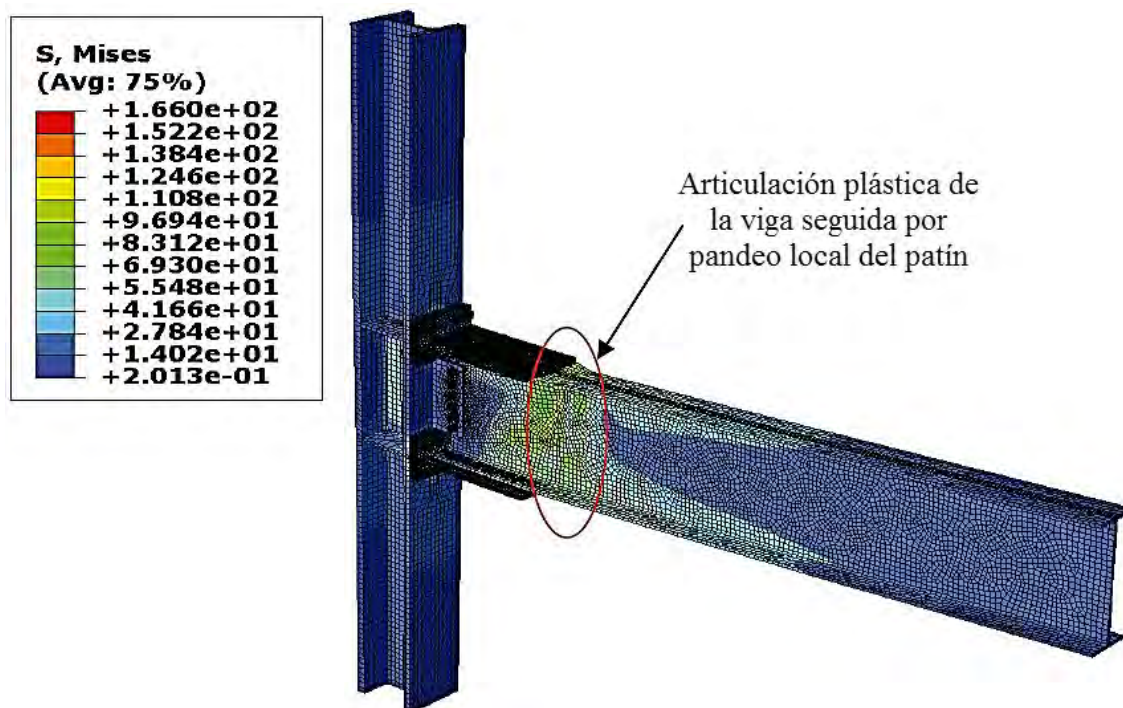


Figura 3-73 Articulación plástica formada en la viga, seguida por el pandeo del patín en la misma (Hantouche 2011).

Se concluye que:

- Cuando la T-Stub es armada, usando soldadura CJP contra soldadura de filete, ambas tienen buen comportamiento ante cargas monótonas y cíclicas.
- El MEF predice de manera razonable la resistencia, rigidez y ductilidad de la conexión para ambos casos (filete y CJP) la resistencia varía en un 5% contra el experimental. Además, se predicen modos de fallo similares a los mostrados en los experimentales.
- Los modelos de elemento finito producen una curva momento-rotación estática que envuelve a la misma curva obtenida de una prueba cíclica, siendo este un comportamiento esperado (Figura 3-74).

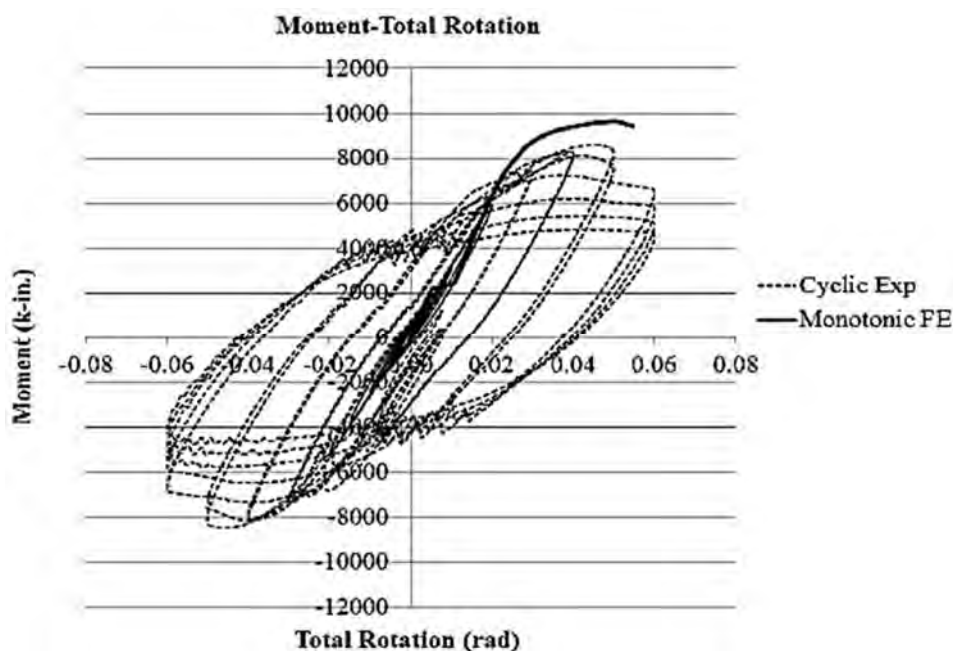


Figura 3-74 Curvas momento - rotación ante cargas monotónicas y cíclicas, empatadas (Hantouche 2011).

En resumen, con este estudio se verifica que la T Stub es capaz de alcanzar la rotación requerida (al menos un 4%), así pues, el método de los elementos finitos puede usarse como una herramienta confiable para predecir el comportamiento de una conexión.

3.4 Conclusiones acerca del uso del método de los elementos finitos para el estudio de conexiones

Recapitulando de manera breve, con los casos comentados en este capítulo, se corrobora que el método de los elementos finitos, con aplicación estructural y en específico el tema de las conexiones de acero (el caso en el que se centra la presente tesis), sin importar el programa que se utilice (Ansys, Abaqus, Cosmos, Dyna, etc.) entrega resultados con un alto grado de confiabilidad, consolidándose así como una herramienta que permite llegar a una alta aproximación contra los resultados que se obtendrían de realizar la prueba experimental; con ello se justifica el enfoque que toma esta tesis, que cubre únicamente el área del modelado numérico para lo cual y a lo largo de ella se empleará el software de elemento finito Abaqus.

CAPÍTULO IV

ELEMENTOS FINITOS

4.1 Análisis de sensibilidad de malla

Una de las dudas que surgen de manera natural al trabajar con el método de los elementos finitos es la referente a la discretización. En otras palabras, ¿cómo saber si el tamaño de elementos empleados brinda resultados confiables? Resulta coherente pensar que a un mayor refinamiento (mayor cantidad de elementos del menor tamaño posible) los resultados serán más confiables y precisos que en aquellos casos en que se emplean mallados muy burdos, donde los elementos son de tamaños relativamente grandes (Figura 4-1). Sin embargo, resulta de igual manera lógico pensar que un mallado muy denso con una cantidad considerable de elementos y por ende de nodos, demandará un mayor coste computacional, incrementando de manera notable el tiempo de análisis.

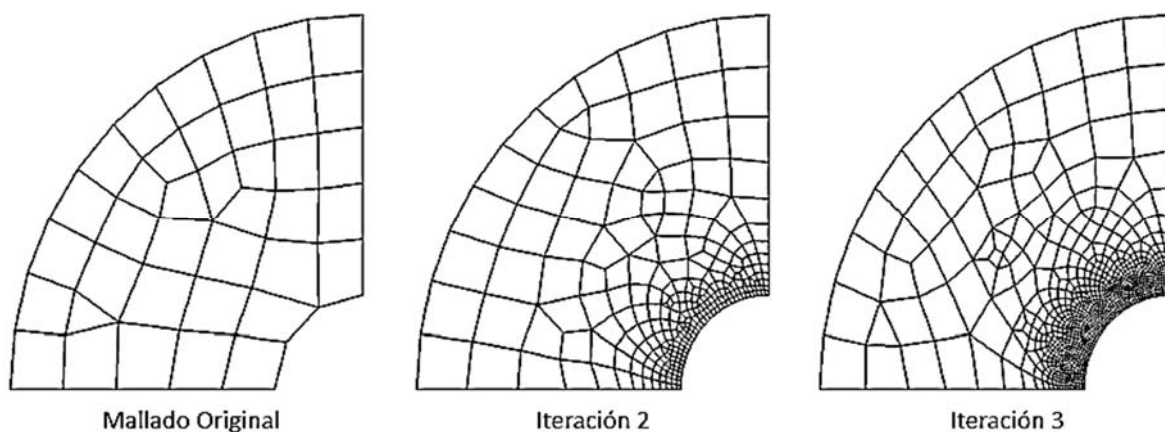


Figura 4-1 Proceso de refinamiento de malla (ABAQUS, 2012).

Es importante utilizar una malla lo suficientemente refinada para asegurar que los resultados de una simulación en elementos finitos sean adecuados, pues mallas gruesas pueden producir resultados inexactos en los análisis utilizando métodos implícitos o explícitos.

La precisión numérica de los resultados depende en buena medida de la malla que se utiliza; sin embargo, hay que ser consciente de que el uso de una malla convergente no garantiza que los resultados de la simulación de elementos finitos coincidan con el comportamiento real del problema físico: esto también depende de otras aproximaciones e idealizaciones en el modelo, como propiedades de materiales, condiciones de apoyo, etcétera. En general, se recomienda incrementar la malla principalmente en las regiones donde se desea obtener resultados precisos; (para el caso que se pretende analizar, esta es la zona central de la conexión donde se unen viga y columna). Es importante además señalar que se requiere una malla más fina para predecir tensiones exactas que para calcular desplazamientos precisos (ABAQUS 2012).

Surge pues la siguiente pregunta, ¿hasta qué grado se debe mallar un modelo? ¿Cuántos elementos y/o nodos es conveniente emplear en un determinado análisis? La respuesta está en función de la naturaleza del problema en cuestión; en cualquier caso, la mejor manera de definir un nivel de discretización aceptable es realizando un análisis de sensibilidad de malla.

El análisis de sensibilidad de malla es un procedimiento comúnmente realizado en el método de los elementos finitos, cuyo objetivo es determinar un nivel de mallado adecuado, que entregue

resultados confiables en el menor tiempo posible, para ello se realiza una comparativa entre el número de elementos o de nodos y algún parámetro de salida, entre los más comúnmente empleados como referencia están: desplazamientos, fuerzas, esfuerzos, algún tipo de energía (de deformación, interna, total) o bien el trabajo externo. Un análisis de sensibilidad de malla da la confianza de que un modelo está produciendo una solución matemáticamente precisa cuando dos mallas dan esencialmente el mismo resultado (ABAQUS 2012).

El procedimiento consiste en realizar un análisis con un determinado nivel de malla, registrándose tanto la cantidad de elementos o nodos como el resultado del parámetro seleccionado; este proceso se repite “n” veces variando en cada ocasión únicamente el nivel de mallado y registrando siempre el resultado obtenido, hasta llegar a un punto, en el cual los resultados converjan, se dice que la malla converge cuando el refinamiento de malla al nivel siguiente produce un cambio insignificante en la solución (ABAQUS 2012). Dicho de otra manera, refinar la malla más allá de determinado nivel, no entregará una mejor precisión, pues los resultados variarán en una cantidad mínima, pero si incrementará el tiempo de análisis como se observa en la Figura 4-2.

Con respecto a la duración del análisis, la experiencia muestra que para muchos problemas utilizando el método implícito, el costo computacional es aproximadamente proporcional al cuadrado del número de grados de libertad (ABAQUS 2012).

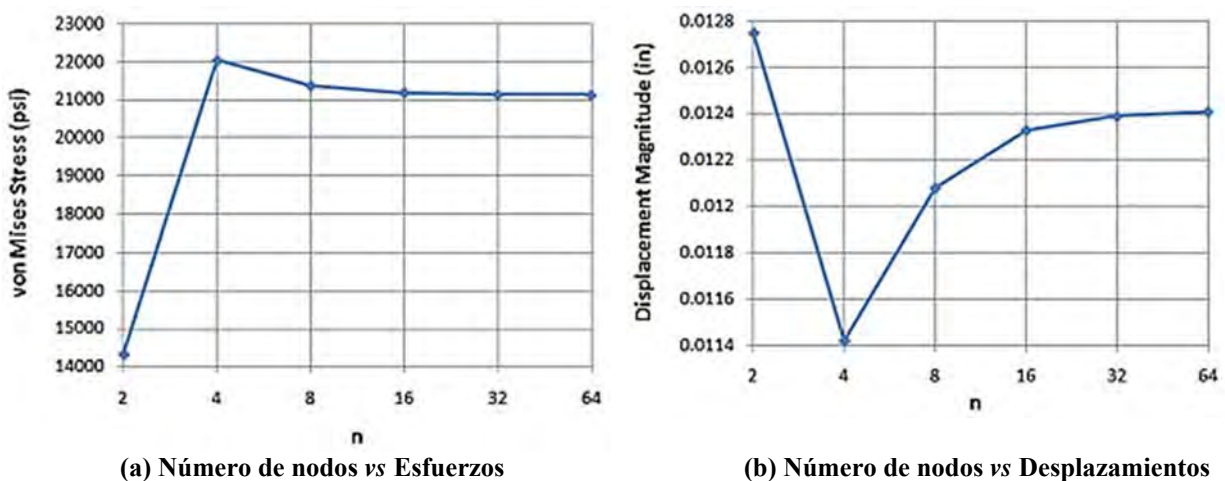


Figura 4-2 Ejemplos de estudios de densidades de mallado
<https://knowledge.autodesk.com/support/simulation-mechanical/troubleshooter>

Se han realizado análisis de sensibilidad de mallado para definir una malla adecuada para cada una de las conexiones en estudio. En los apartados siguientes, se hace una breve descripción del procedimiento considerado en uno de estos casos.

4.2 Ejemplo de análisis de sensibilidad de mallado para conexión soldada

Para la conexión viga IR conectada al alma de una columna de sección IR con placas de conexión en los patines de la viga así como ángulos para el cortante en el alma, siendo todos los elementos completamente soldados, el análisis de sensibilidad de mallado se realiza aplicando un desplazamiento de 150 mm en el extremo libre de la viga, como se muestra en la Figura 4-3.

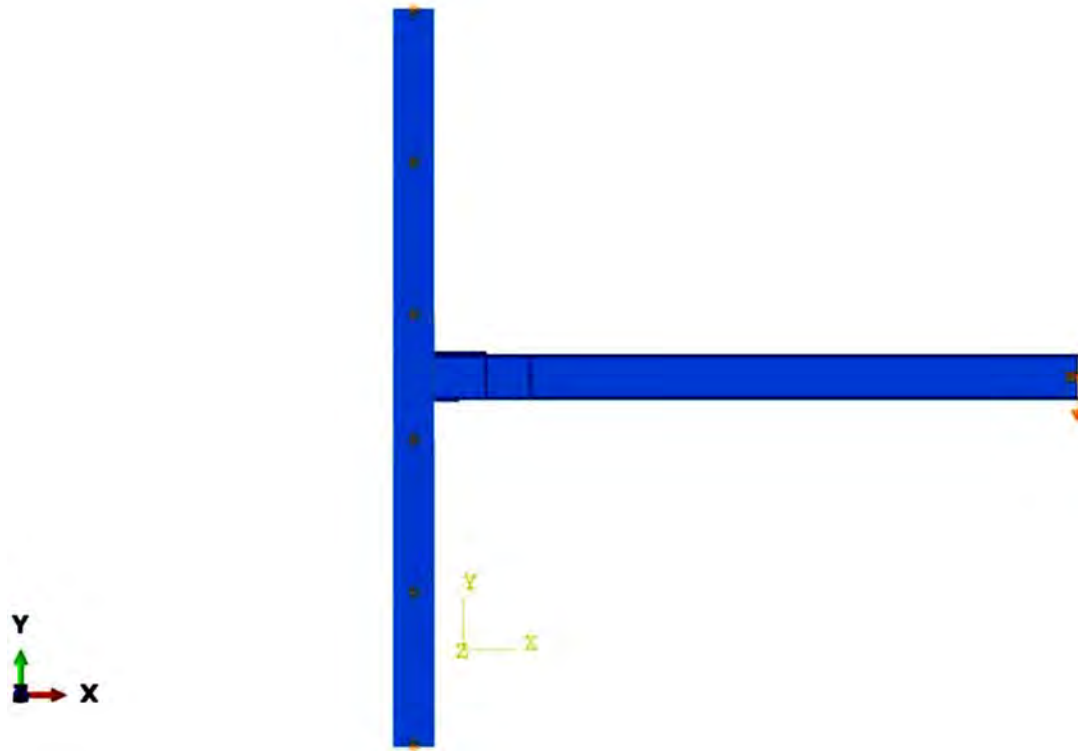


Figura 4-3 Aplicación de desplazamiento en el extremo de la viga.

Se ha realizado y repetido el análisis variando el refinamiento de la malla, registrando tanto el número de nodos, como algún dato de salida del programa, en este caso, se ha elegido el trabajo externo, que es uno de los resultados que entrega el programa Abaqus y en términos energéticos se puede definir como la suma de energía de deformación interna, más la energía cinética y los efectos de disipación, o bien como comúnmente se conoce, el área bajo la curva como se muestra en la Figura 4-4 y definida por la Ecuación 4-1.

$$W = \int F du \quad (\text{Ecuación 4-1})$$

Donde:

W = Trabajo externo

F = Fuerza

d = Desplazamiento

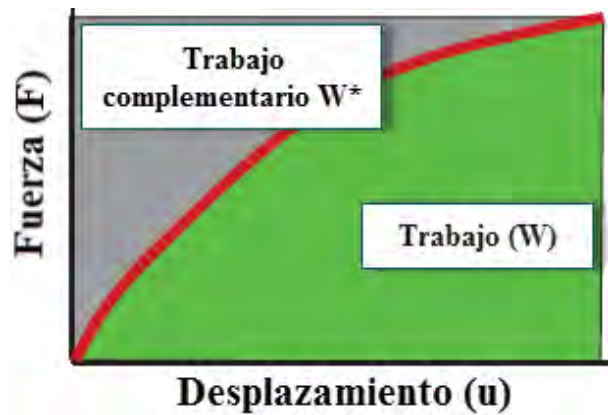


Figura 4-4 Definición gráfica de trabajo externo

En la Tabla 4-1 se muestran los distintos mallados evaluados, en tanto, en la Tabla 4-2 se resumen los resultados del trabajo externo para tales mallados, con estos resultados se construye la Figura 4-5 para definir un nivel de mallado adecuado, considerando para ello además la duración de cada análisis (en minutos) mostrada en la Figura 4-6.

Tabla 4-1 Variaciones en mallado evaluadas

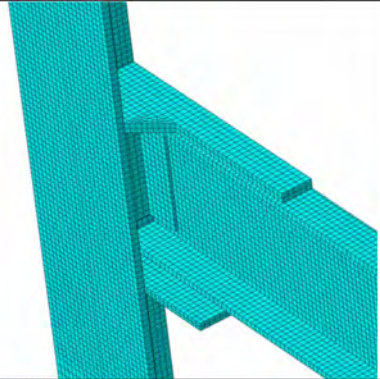
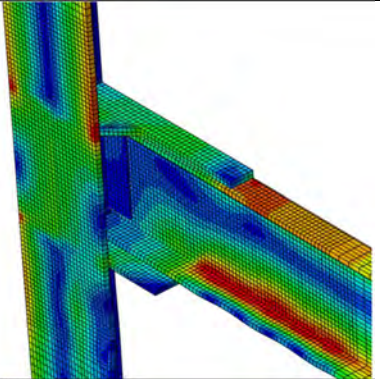
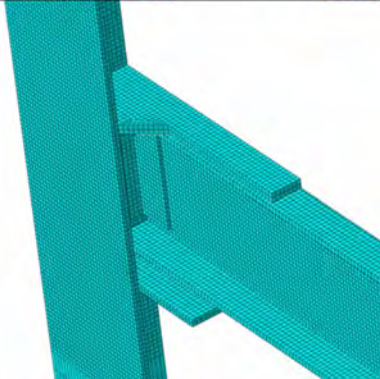
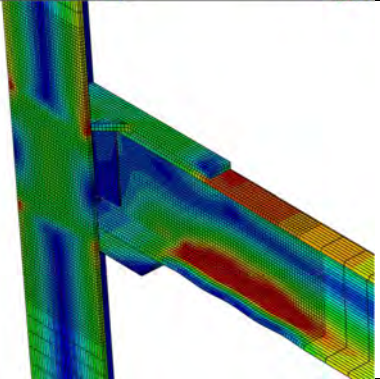
| Elementos | Nodos | Mallado | Esfuerzos Von Mises (MPa) |
|-----------|--------|---|---|
| 13,445 | 27,279 |  |  |
| 19,317 | 34,293 |  |  |

Tabla 4-1 (Continuación) Variaciones en mallado evaluadas

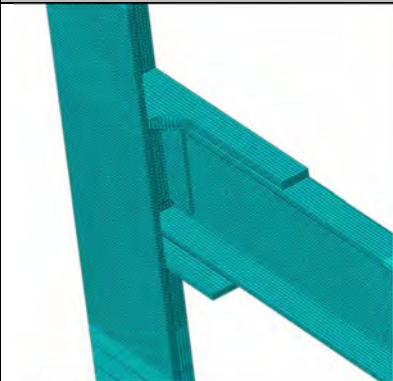
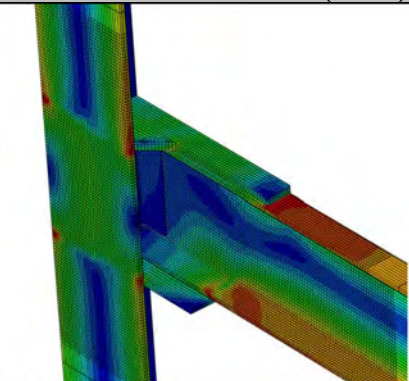

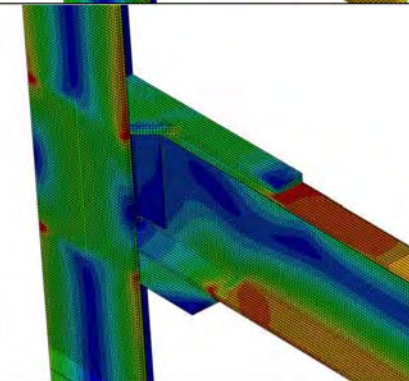
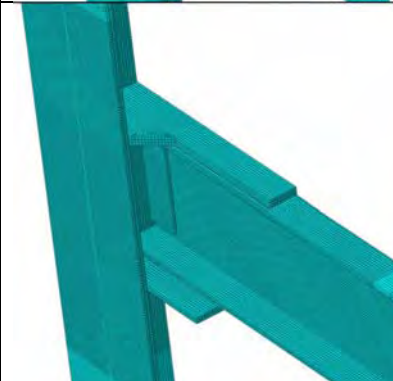
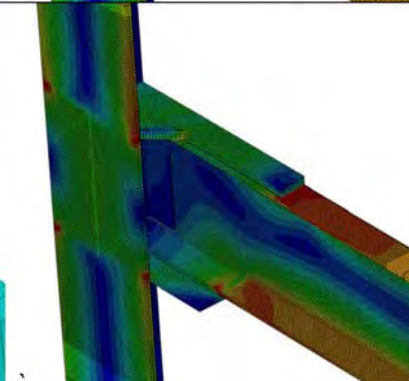
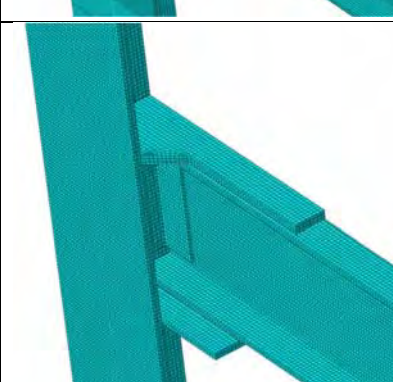
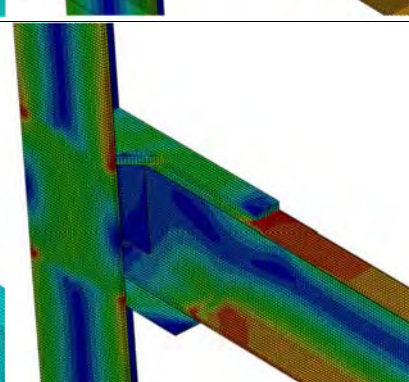
| Elementos | Nodos | Mallado | Esfuerzos Von Mises (MPa) |
|-----------|--------|---|--|
| 31,246 | 52,759 |  |  |
| 35,939 | 60,603 |  |  |
| 49,454 | 83,033 |  |  |
| 54,886 | 93,667 |  |  |

Tabla 4-1 (Continuación) Variaciones en mallado evaluadas


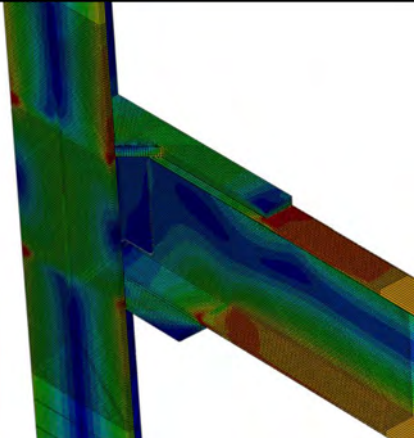
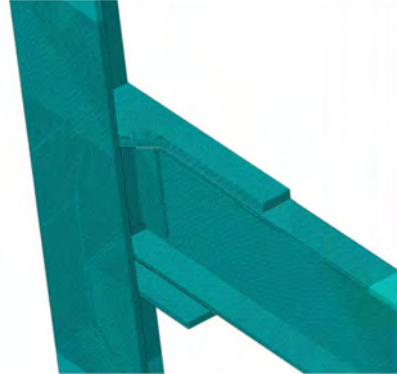
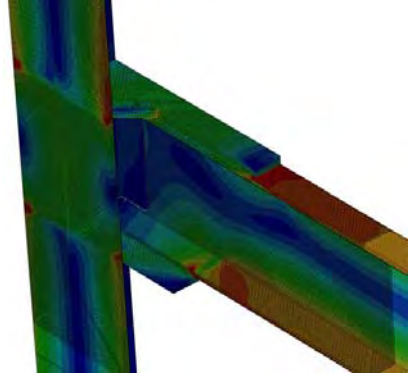
| Elementos | Nodos | Mallado | Esfuerzos Von Mises (MPa) |
|-----------|---------|--|--|
| 75,616 | 113,732 |  |  |
| 102,781 | 151,845 |  |  |

Tabla 4-2 Trabajo externo para cada uno de los modelos de conexión soldada.

| Elementos | Nodos | Trabajo Externo (mJ) |
|-----------|---------|----------------------|
| 9,772 | 20,094 | 2'430,210 |
| 13,445 | 27,279 | 2'716,450 |
| 19,317 | 34,293 | 2'817,680 |
| 31,246 | 52,759 | 2'878,680 |
| 35,939 | 60,603 | 2'878,480 |
| 49,454 | 83,033 | 2'878,320 |
| 54,886 | 93,667 | 2'877,530 |
| 75,616 | 113,732 | 2'878,240 |
| 102,781 | 151,845 | 2'879,820 |

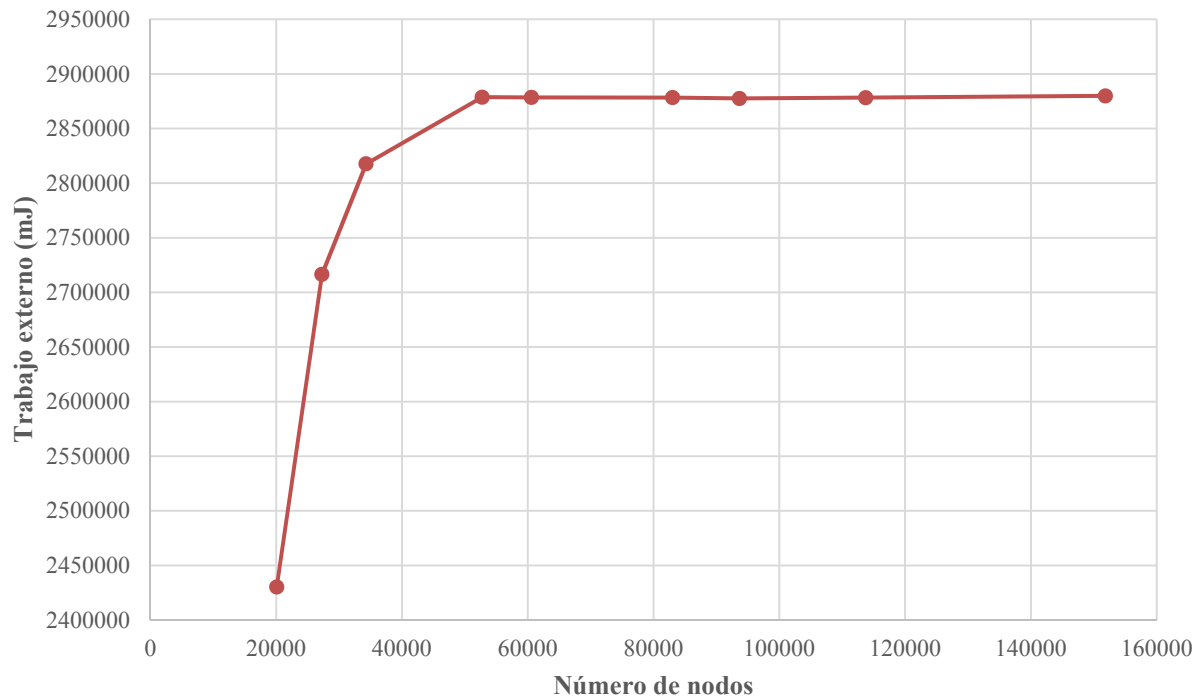


Figura 4-5 Análisis de sensibilidad de mallado con el criterio de trabajo externo para la conexión completamente soldada al alma de columna IR.

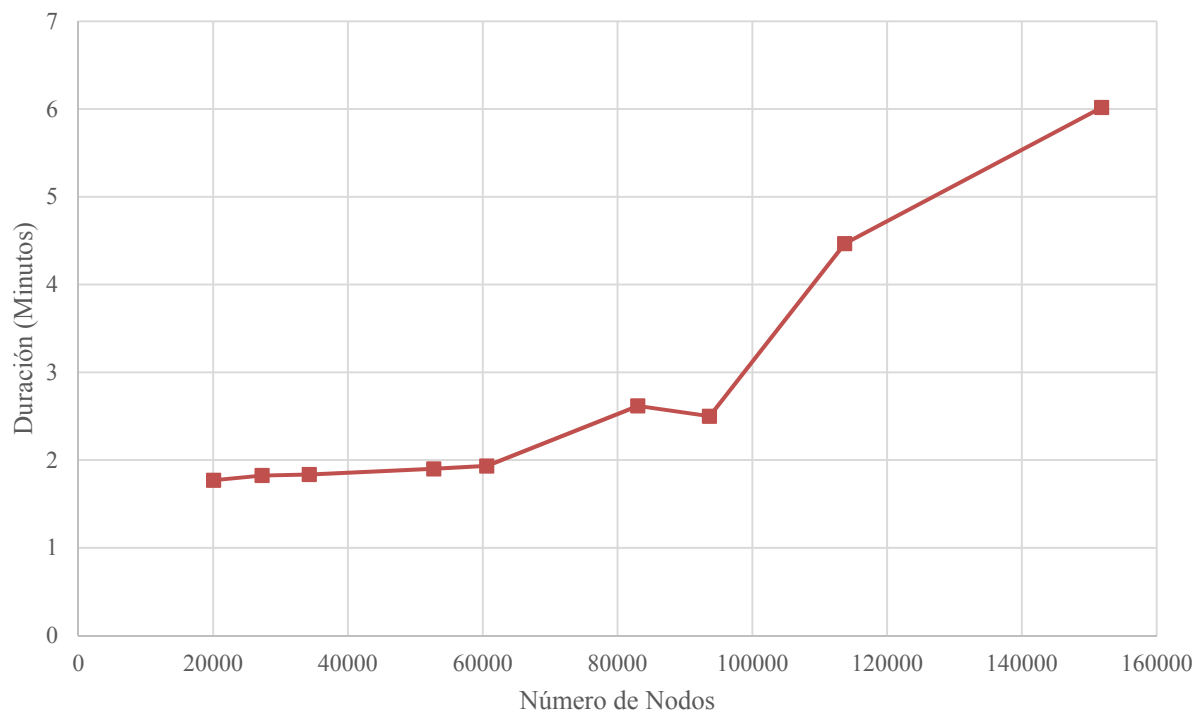


Figura 4-6 Costo computacional para la conexión IR-PVS-A-IR.

Es importante señalar las propiedades del equipo en que se analizan los modelos, puesto que el tiempo de análisis depende de la capacidad de la computadora. En este caso, el equipo que se utiliza es una computadora personal ASUS K55A, con sistema operativo de 64 bits, procesador Intel Core i5 - 3210M a 2.50 GHz y memoria RAM de 8 GB.

4.3 Mallado en modelo de conexión soldada al alma de columna IR

De la Figura 4-5 y la Figura 4-6 se concluye que aproximadamente a partir de los 52,759 nodos hacia adelante, no se observan cambios significativos en el trabajo externo del sistema, por ende se deberán emplear en el mallado no menos de 52,759 nodos para obtener resultados confiables. Asimismo, un factor a tener en consideración para definir el nivel de mallado óptimo se obtiene de la Figura 4-6 en la cual se muestra como el tiempo de análisis se incrementa conforme se eleva el número de nodos del modelo; con base en estas dos referencias, se ha determinado emplear un mallado con 47,374 elementos y 81,020 nodos; en tal mallado, mostrado en la Figura 4-7 se sigue la recomendación de densificar la malla en la zona del modelo donde interesa obtener resultados, aligerando a partir de ahí hacia los extremos tanto de la viga como de la columna. Además, este mallado cumple con las recomendaciones de radio de aspecto, el cual Abaqus por default limita a un valor de diez como se muestra en la Figura 4-8. Es importante ser cuidadoso con la calidad y dimensiones de la malla y verificar que no se exceda este radio de aspecto, pues de lo contrario, se corre el riesgo de tener elementos propensos a la distorsión complicando la convergencia del modelo, pudiendo llevar a resultados erróneos.

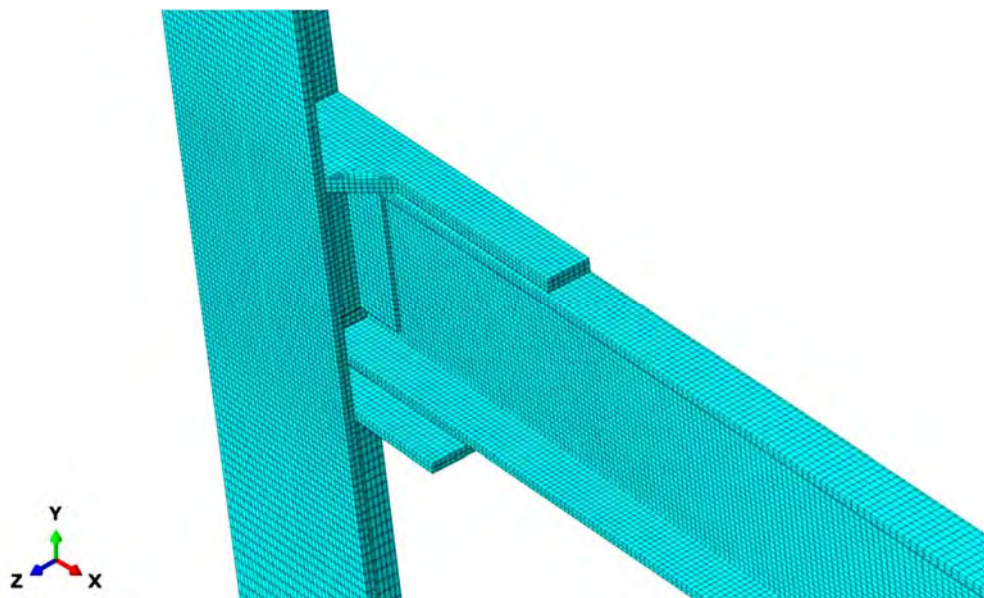


Figura 4-7 Mallado seleccionado para la conexión soldada llegando al alma de la columna.

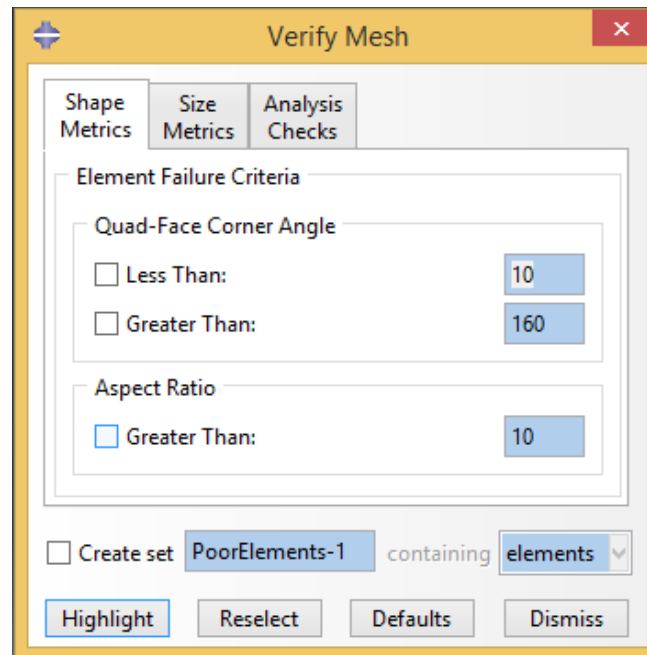


Figura 4-8 Radio de aspecto límite en mallado (ABAQUS 2012).

Una vez definido un nivel de mallado aceptable, sobre este mismo modelo se aplicará el protocolo de desplazamientos cíclicos, teniendo ahora la certeza de que la discretización de la malla es apropiada. Sobre el mallado seleccionado es importante destacar que esta configuración de malla corresponde a tener pequeños elementos de un tamaño aproximado de diez milímetros por lado en la zona más densa (el punto central de la conexión) y este mallado se aligera a medida que se aleja de la zona de interés (hasta 48 mm en el extremo en voladizo de la viga y 90 mm en los extremos de la columna).

CAPÍTULO V

ANÁLISIS DE

CONEXIONES:

MODELOS DE

ELEMENTO FINITO

5.1 Aspectos generales de los modelos de elemento finito

Si bien, siempre se busca durante el modelado replicar al máximo posible todas las condiciones del modelo experimental real, es válido realizar algunas simplificaciones en aras de un costo computacional aceptable, evidentemente sin menoscabo de la precisión en cuanto a la obtención de resultados. Algunas de las simplificaciones consideradas se comentan en la siguiente sección:

5.2 Unidades de trabajo en Abaqus

Previo a abordar de lleno el modelo de calibración, es importante hacer notar una particularidad del programa Abaqus, ya que en él no se introducen de manera directa las unidades de trabajo, por lo cual se debe ser cuidadoso en un manejo consistente de unidades. Una sugerencia incluida en el manual del programa con relación a las unidades se muestra en la Tabla 5-1.

Tabla 5-1 Unidades consistentes en Abaqus (ABAQUS 2012)

| Cantidad | SI | SI (mm) | Unidades US (pies) | Unidades US (pulgadas) |
|----------|------------------------|--------------------------|----------------------|-------------------------------------|
| Longitud | m | mm | ft | in |
| Fuerza | N | N | lbf | lbf |
| Masa | kg | tonnef (10^3 kg) | slug | lbf s ² /in |
| Tiempo | s | s | s | s |
| Esfuerzo | Pa (N/m ²) | MPa (N/mm ²) | lbf/ft ² | psi (lbf/in ²) |
| Energía | J | mJ (10^{-3} J) | ft lbf | in lbf |
| Densidad | kg/m ³ | tonnef/mm ³ | slug/ft ³ | lbf s ² /in ⁴ |

Tanto el modelo de calibración como los modelos subsecuentes se manejan en unidades del sistema internacional (SI) siendo estas:

- Longitud: mm
- Fuerza: N
- Masa: Toneladas
- Tiempo: Segundos
- Esfuerzo: Mega Pascales (MPa o N/mm²)
- Energía: Joules
- Densidad: Toneladas / mm³

5.3 Consideraciones en modelado

Enseguida se enlistan y describen de manera breve las principales consideraciones aplicadas durante la labor de modelado de todos los modelos realizados en Abaqus.

- Modelado de soldaduras
- Tipo de análisis considerado
- Condiciones geométricas del ensamble
- Presencia de esfuerzos residuales y geometría de perfiles
- Definición de la tornillería

Modelado de soldaduras

Modelar soldaduras es siempre un problema complejo de enfrentar, sea cual sea el programa empleado (e.g. Abaqus, Ansys, Algor, Nastran u otros). Estrictamente hablando, lo ideal sería considerar las soldaduras en todo modelo, no solo por su función de conectar elementos, sino porque ello tiene otras implicaciones inherentes a su aplicación misma; de estas implicaciones, la más importante es la transferencia de calor que se da al aplicar los cordones de soldadura, calor que induce al perfil (o placa) esfuerzos residuales que deberían tomarse en cuenta. Sin embargo, este proceso implica ciertas cuestiones que complican el análisis, en específico la convergencia, debido a que el modelar elementos triangulares (si la soldadura es de filete o de penetración completa), impide la generación de la malla con elementos hexaédricos, debiendo emplear en su lugar elementos tetraédricos dificultando la convergencia numérica del modelo (Foces y Garrido 2007).

Dentro de la literatura consultada, en la generalidad de los casos [e.g. Andrade García, 2015; Balc *et al*, 2012; Maggi, 2000, entre otros], se omite la consideración directa de las soldaduras para simplificar la convergencia y aún sin incluirla se alcanzan resultados satisfactorios. De ahí que, para la presente tesis, se opta por no modelar la soldadura en ningún modelo estudiado. En lugar de ello se opta por simular la unión de elementos a través de la restricción denominada “Tie” dentro del programa Abaqus, con la cual se unen los nodos que están en contacto restringiendo los grados de libertad rotacionales y traslacionales de los mismos, como en la realidad sucede cuando dos elementos se encuentran efectivamente soldados. Esta consideración es sumamente apropiada en casos en los que se sabe de antemano que la soldadura no será la causante de la falla de una conexión, como se comentará en la calibración del modelo de elemento finito.

Tipo de análisis considerado

Otro punto que debe especificarse es que en el desarrollo de los modelos de elemento finito, se han empleado para todos los casos análisis de tipo implícito, esta consideración significa que no es posible mostrar fractura de materiales, por ejemplo desgarre de una placa, o ruptura total de un tornillo, estos fenómenos se representan solo en análisis de tipo explícito, mismos que quedan fuera del alcance de la presente tesis. Así pues, si bien no se muestra visualmente la falla de estos elementos, obviamente no puede ignorarse esta posibilidad pues la fractura es una de las potenciales fallas más comunes en una conexión, en su lugar, se acude a otras opciones para detectar dentro del programa el punto en el cual estos elementos han alcanzado su valor límite, para ahí establecer que determinado elemento ha fallado, pese a no ser posible mostrar visualmente la falla como tal.

Condiciones geométricas del ensamble

Siempre que las condiciones geométricas del ensamble lo permitan se aprovechan los ejes de simetría, esto permite un ahorro en el coste computacional al modelar y analizar solo la mitad de la conexión, esto se presenta en el modelo de calibración de placa extremo atornillada de Sumner (2003), así como en la conexión soldada al alma de la columna IR, donde a través del eje longitudinal de la columna existe simetría.

Presencia de esfuerzos residuales y geometría de perfiles

Tampoco se toma en cuenta dentro del modelado la presencia de esfuerzos residuales (Maggi 2004), los cuales se deben, entre otras causas a velocidades de enfriamiento distintas en las zonas de curvatura durante el proceso de laminado, o procesos de corte en la fase de fabricación (Vinnakota 2006), de igual manera y así como la geometría de la soldadura dificulta la convergencia (Andrade García 2015), la geometría real de perfil cuenta con zonas que dificultan el mallado estructurado, de ahí que se opta por modelar los perfiles como elementos completamente rectos, despreciando en ellos la zona curva (zona k) donde se hace la transición de patín a alma de secciones IR.

Definición de la tornillería

Con respecto a la tornillería, se hacen principalmente cinco consideraciones, la primera de ellas, es que de acuerdo a la literatura consultada, con fines de facilitar la convergencia, pese a que en la realidad, la cabeza de los tornillos es hexagonal, con frecuencia en los modelos de elemento finito esta parte del tornillo se suele modelar como circular, sin embargo, en la presente tesis, se opta por modelar este elemento con su forma real, tanto la cabeza como la tuerca son de forma hexagonal como se observa en la Figura 5-1.

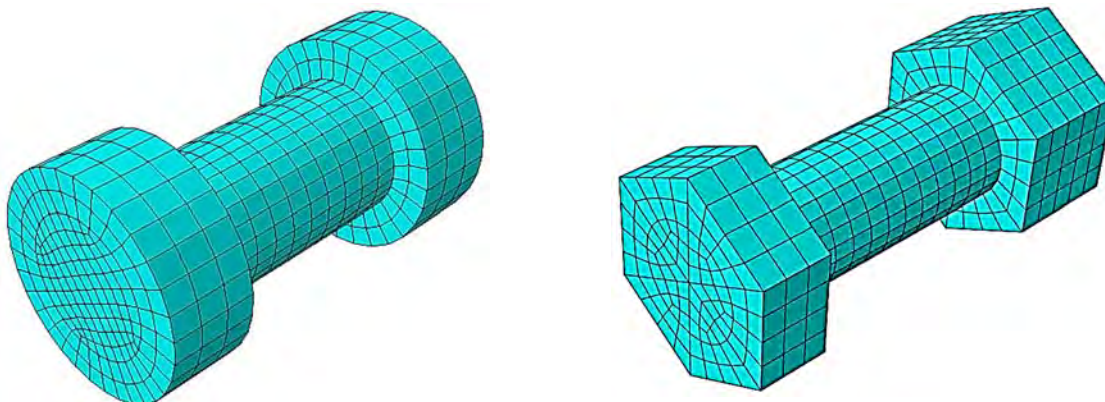


Figura 5-1 A la izquierda, idealización comúnmente seguida en los modelos de elemento finito, donde cabeza de tornillo y tuerca se consideran cuerpos cilíndricos (Siddick Hossain 2014) a la derecha idealización adoptada en la presente tesis, donde ambos elementos.

Una segunda consideración es que se ha observado de los ensayos que es poco probable el hecho de que la tuerca se desenrosque del cuerpo principal del vástago del tornillo, por lo tanto, no se considera el modelar la rosca en los tornillos ni en tuercas, pues su presencia, conlleva además evidentes complicaciones de convergencia.

La tercera consideración parte de la misma baja probabilidad de que estas dos partes puedan separarse, permitiendo así modelar ambos cuerpos como un solo elemento; es conveniente señalar de nueva cuenta que superficies en contacto, sean friccionantes o no, complican en cierto grado la convergencia numérica, por tanto con fines de facilitar la solución, siempre que sea posible será recomendable unir las partes, tal es el caso del tornillo y la tuerca actuando como un solo cuerpo.

La consideración número cuatro de igual manera busca simplificar el modelado con ello ayudando a la convergencia, por lo cual no se modelan las arandelas que en la realidad se colocan al atornillar los elementos para brindar una superficie de soporte y evitar el desgaste de las superficies que se da al hacer el apriete de la tuerca, se ha observado que la ausencia en el modelo de elemento finito de estos elementos no repercute de manera notable en los resultados (Foces y Garrido 2007), pero si ayuda al tener menos elementos en contacto a alcanzar la convergencia en menos tiempo que si estas piezas se incluyesen.

La última simplificación, es relativa a la holgura de los barrenos para alojar los tornillos; cuando se emplean agujeros de tipo standard, la holgura establecida por el AISC en su capítulo J (AISC 360-16 2016) es de 1/16 de pulgada (1.5875 mm) para tornillos con diámetro menor a 1 pulgada y de 1/8 de pulgada (3.175 mm) para tornillos de 1 pulgada de diámetro en adelante, esto significa que existirá un espacio entre el vástago del tornillo y la placa, alma o patín que lo aloja, esta separación complica la convergencia al distar un nodo del otro, por ello, con intención de alcanzar la convergencia en menos intentos, se opta por modelar el barreno con el diámetro nominal del cuerpo del tornillo (Balc et al. 2012) de modo que agujero y tornillo estén físicamente en contacto.

5.4 Tipos de elementos en Abaqus

Dentro de su librería, el programa Abaqus cuenta con ocho tipos de familias como se muestra en la Figura 5-2.

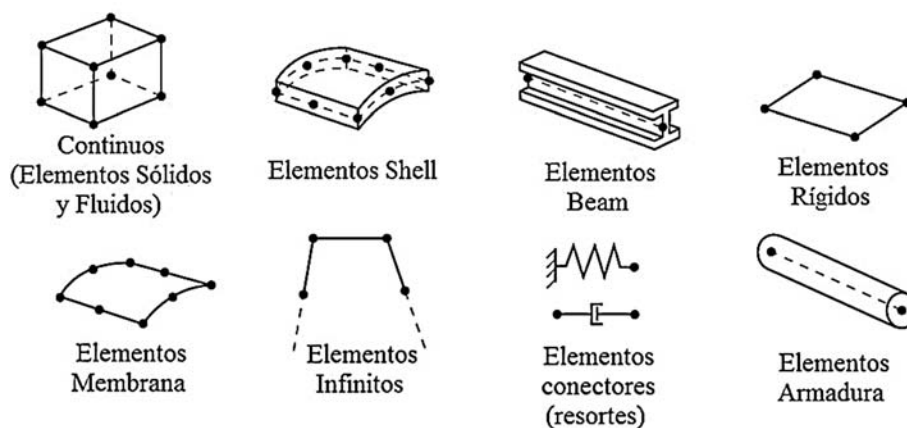


Figura 5-2 Familias de elementos en Abaqus. Adaptada de (ABAQUS 2012)

Un elemento se caracteriza por los siguientes cinco aspectos:

- Familia
- Grados de libertad (directamente relacionado con la familia del elemento)

- Número de nodos
- Formulación
- Integración

Así mismo y de acuerdo a la naturaleza del problema a tratar, Abaqus dispone de una gama de elementos que abarcan prácticamente cualquier caso:

- Elementos esfuerzo-desplazamiento
- Presión de poro
- Acoplamientos térmicos-desplazamiento
- Acoplamientos térmico-estructurales
- Acoplamientos térmicos-presión de poro
- Transferencia de calor
- Convección de fuerzas y transferencia de calor
- Flujos incompresibles
- Acoplamientos termo-eléctricos
- Piezoeléctricos
- Electromagnéticos
- Acústicos
- Definidos por el usuario

Los elementos esfuerzo-desplazamiento son usados en el modelado de problemas lineales o complejos problemas no lineales que involucren contactos, plasticidad y/o grandes deformaciones, estos elementos se puede usar en análisis de tipo estático o cuasi-estático, todas estas características se reúnen en los análisis de las conexiones a tratar en el presente estudio, por ello se eligen estos elementos esfuerzo-desplazamiento. Dentro de este grupo, pueden emplearse a su vez elementos sólidos continuos en 3D, o bien elementos tipo *shells* o *beams* (ABAQUS 2012).

Los sólidos continuos, son elementos que se modelan y comportan en tres dimensiones, los elementos *shell* aproximan a un sólido en 3D como un modelo en dos dimensiones, es decir una superficie, estos son eficientes trabajando a flexión y deformaciones en el plano y por último, los elementos *beam* aproximan a un sólido en 3D como un modelo lineal, son eficientes trabajando a flexión, torsión y bajo fuerzas axiales (Figura 5-3) (ABAQUS 2012).

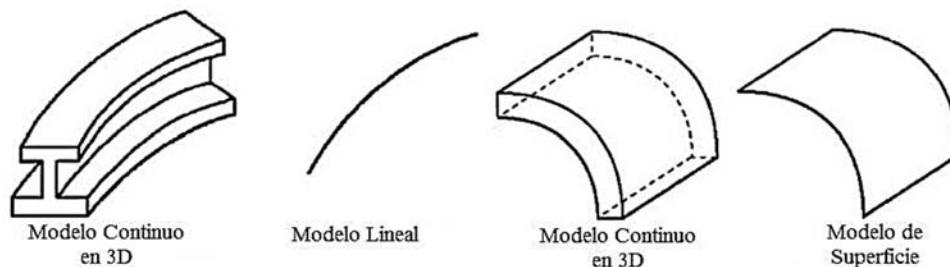


Figura 5-3 Aproximaciones de los elementos beam y shell con relación a los elementos en 3D. Adaptada de (ABAQUS 2012).

Una de las diferencias principales entre estos tres tipos de elementos (sólidos, *shells* y *beams*) es el número de grados de libertad por nodo mostrado en la Tabla 5-2.

Tabla 5-2 Grados de libertad por nodo en los elementos más comunes (ABAQUS 2012)

| Tipo de elemento | Grados de libertad por nodo | | | | | |
|------------------|-----------------------------|---|---|--------------|---|---|
| | Traslacionales | | | Rotacionales | | |
| | X | Y | Z | X | Y | Z |
| Sólido continuo | X | X | X | | | |
| Beam | X | X | X | X | X | X |
| Shell | X | X | X | X | X | X |
| Membrana | X | X | X | | | |
| Truss | X | X | X | | | |

Dado que el objetivo principal de la serie de modelos de elementos finitos a realizar, es obtener la curva histerética momento – distorsión y esta última se obtiene como el cociente de dividir el desplazamiento vertical del extremo libre de la viga entre el claro de la misma (Figura 5-4), bastará entonces con obtener como resultado del modelo los desplazamientos, con lo cuales se obtendrá la distorsión.

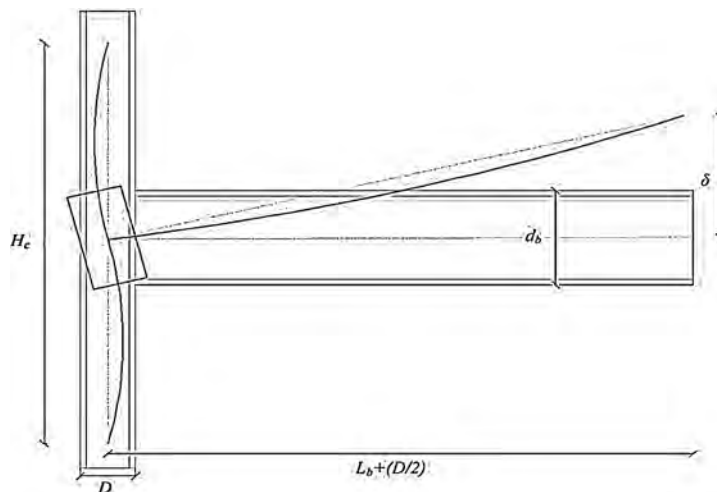


Figura 5-4 Descripción grafica de la distorsión

<http://www.scielo.br/img/revistas/bcg/v20n3//1413-4853-bcg-20-03-0720-gf06.jpg>

Como se observa en la, todos los elementos tienen grados de libertad traslacionales, como el que se requiere, por lo que bien podría emplearse cualquiera de ellos, sin embargo, al ser este un problema de esfuerzo/desplazamiento, el abanico se reduce a emplear: sólidos, elementos *shell* o elementos *beam*, si bien, estas dos últimas opciones suelen ser más económicas en cuanto a costo computacional que los sólidos en tres dimensiones, de acuerdo a la literatura consultada mostrada en el capítulo de antecedentes, donde en prácticamente todos los casos se emplean sólidos continuos para todos los elementos, se opta por seguir esta línea para el presente modelo de calibración, este procedimiento se ve reforzado por el comentario realizado por Foces y Garrido quienes señalan que en su modelo realizado en el programa Cosmos, emplearon elementos sólidos,

pues en modelos propuestos por otros autores, con elementos *shell*, no se lograban desarrollar ni recoger los efectos en la dirección perpendicular a la superficie media de la placa (el espesor) por tanto queda descartada la opción de emplear elementos *shell*. El elemento *beam* se descarta también para estos análisis por no complicar la convergencia numérica y buscar facilitarla al emplear el mismo tipo de elemento para todos los componentes, sólidos continuos en tres dimensiones.

En resumen, todos los componentes para los modelos mostrados desarrollados han sido modelados como elementos sólidos tipo 3D deformables y extruidos con integración reducida, a este elemento le corresponde la nomenclatura C3D8R, donde:

C = Continuo

3D = Tres dimensiones

8 = Número de nodos, uno por cada vértice (Figura 5-5)

R = Integración reducida.

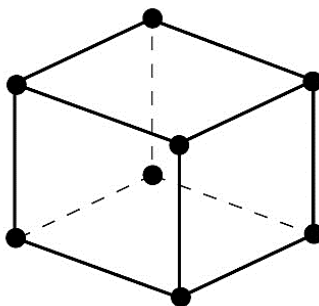


Figura 5-5 Elemento sólido lineal con ocho nodos (ABAQUS 2012).

5.5 Integración numérica en Abaqus

El concepto integración es fundamental en la resolución de problemas mediante el método de elementos finitos. La mayoría de los programas de elemento finito funcionan calculando la matriz de rigidez de un elemento para después invertirla y encontrar los desplazamientos en el elemento integrando numéricamente en puntos llamados puntos de integración (Gaussiana) dentro del elemento: cuatro puntos para la integración completa y uno solo para la reducida (Figura 5-6), cuando se emplea esta última, los resultados se calculan y entregan a partir de estos puntos de integración para luego extrapolarlos a los otros puntos mediante funciones de forma. Para problemas con concentraciones de esfuerzos, tanto los elementos de integración completa como de integración reducida suelen funcionar de buena manera. Sin embargo, los elementos de integración reducida suelen tener un costo computacional más bajo, por ello, en el presente trabajo se elige este tipo de integración. (ABAQUS 2012).

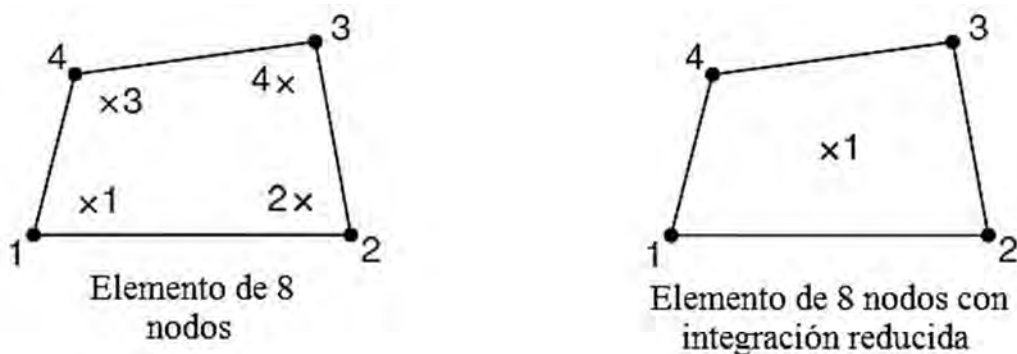


Figura 5-6 Diferencia entre integración completa y reducida. Adaptada de (ABAQUS 2012).

5.6 Propiedades mecánicas de los materiales

Salvo para el modelo de calibración, en el cual se cuenta con la curva esfuerzo-deformación real de los materiales empleados, obtenida de ensayos en laboratorio del trabajo de Sumner (2003), para el resto de las conexiones modeladas al no tener disponibles ensayos de laboratorio que determinen sus propiedades reales, estas se toman del programa SAP 2000 mostrada en la Figura 5-7 para posteriormente operar estos valores y asignarlos en el programa Abaqus como se muestra en la Figura 5-8.

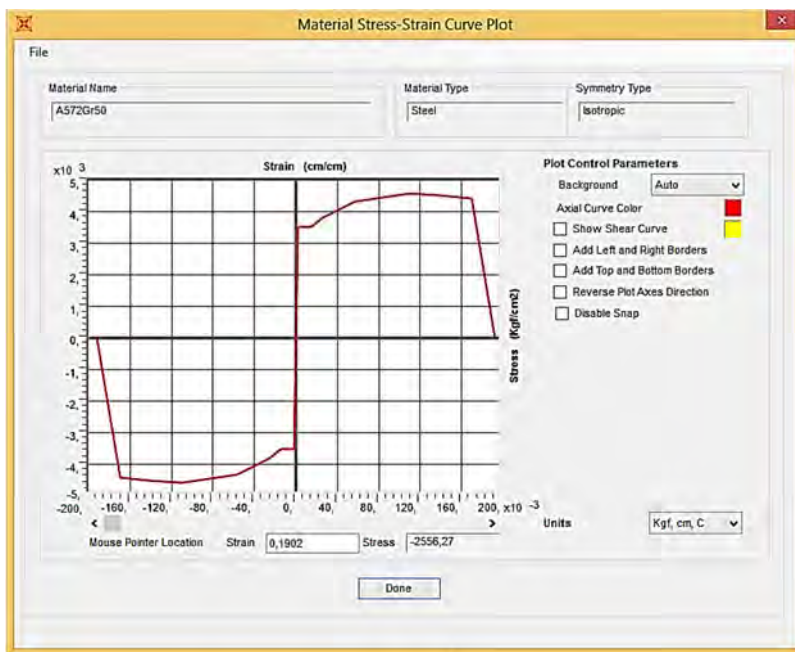


Figura 5-7 Curva esfuerzo-deformación (SAP 2000).

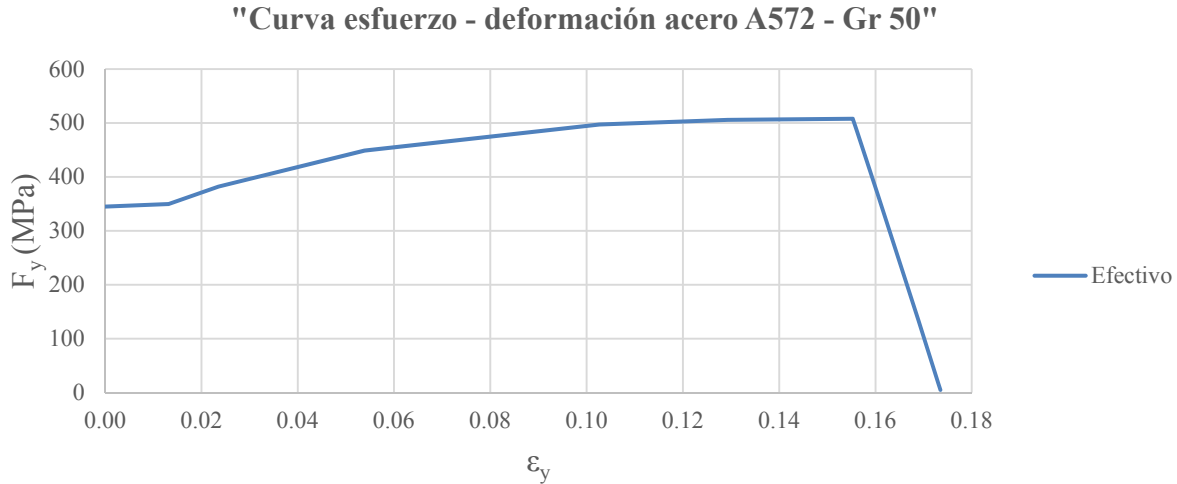


Figura 5-8 Curva esfuerzo-deformación efectiva como se ingresa en Abaqus, nótese la ausencia de la rama elástica.

Este ajuste en la definición de la plasticidad es debido a que dentro del programa Abaqus no se ingresa la tradicional curva esfuerzo-deformación con valores nominales, sino que deben introducirse valores de esfuerzo y deformación reales o “efectivos” como se indica en la Figura 5-9 (ABAQUS 2012), los cuales se obtienen operando los valores de esfuerzo y deformación nominales o “ingenieriles” con la Ecuación 5-1 y la Ecuación 5-2.

$$\varepsilon_r = \ln(1 + \varepsilon_i) \quad \text{(Ecuación 5-1)}$$

$$\sigma_r = \sigma_i (1 + \varepsilon_i) \quad \text{(Ecuación 5-2)}$$

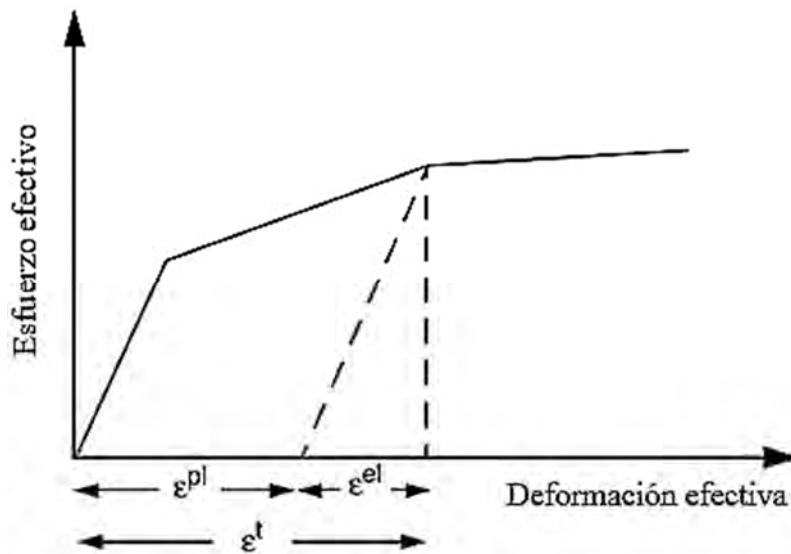


Figura 5-9 Descomposición de la deformación total en componentes elástico y plástico. Adaptada de (ABAQUS, 2012).

Asumiendo que el volumen de acero permanece constante, de modo que el producto de la longitud y área iniciales son iguales a la longitud y área instantánea, la relación esfuerzo efectivo versus deformación efectiva resultante no es simétrica, porque la sección transversal se incrementa en compresión y disminuye en tensión. Además, la ecuación 5-1 y la ecuación 5-2 solo son válidas hasta que inicia el estrechamiento, más allá del cual será necesario hacer una corrección usando medidas reales de la sección transversal durante el ensayo de las probetas.

Debido a que la reducción de la sección transversal es pequeña hasta que aparece el estrechamiento, generalmente para la mayoría de los propósitos prácticos se usan los esfuerzos y deformaciones nominales (Bruneau et al. 2011) y a menos que sea inevitable, debido a los requerimientos de alguna aplicación especificada (en este caso Abaqus requiere valores efectivos para resolver el problema), se deben emplear valores efectivos y no los nominales.

5.7 Plasticidad de materiales

Dado que el interés de la presente tesis es evaluar el comportamiento de conexiones ante desplazamientos cíclicos, es de vital importancia el definir de manera apropiada las características de los materiales cuando estos incursionan el rango plástico; a este respecto, existen dentro de Abaqus los siguientes tipos de plasticidad para materiales, que se han desarrollado para definir la respuesta de materiales dúctiles bajo deformación no recuperable:

5.7.1 Endurecimiento plástico

Dentro de Abaqus existen las siguientes opciones:

- Endurecimiento isotrópico:
Respuesta esfuerzo – deformación uniforme en todas las direcciones.
- Endurecimiento cinemático:
Usado en casos donde el efecto Bauschinger es relevante, estas aplicaciones incluyen estudios acerca de fatiga que involucran pequeñas cantidades de flujo plástico y reversión de esfuerzos.
- Endurecimiento combinado:
Una combinación de endurecimiento isotrópico y cinemático, más general que el modelo lineal.
- Endurecimiento Johnson – Cook:
Este tipo de endurecimiento se aplica solo para análisis en Abaqus Explicit, para problemas con altos ratios de esfuerzo deformación en muchos materiales, la mayoría metales.
- Endurecimiento definido por el usuario (ABAQUS 2012).

Los tipos más comúnmente empleados en los modelos de elementos finitos son el isotrópico o el cinemático, estudios tanto experimentales como analíticos (Andrade García 2015) han verificado que para casos cíclicos la regla de endurecimiento cinemático da resultados más cercanos a la realidad que el tipo isotrópico. Esto porque este tipo de endurecimiento permite que el centro de la superficie de fluencia durante cualquier estado de la carga pueda desplazar su centro con

respecto al origen. En otras palabras, en este tipo de endurecimiento, cuando el material se carga, descarga y recarga ocurre una traslación. En cambio, en el endurecimiento isotrópico, el diagrama esfuerzo-deformación, se carga y recarga siempre sobre el mismo patrón, así pues, emplear el endurecimiento de tipo cinemático permite representar de manera más precisa los esfuerzos no lineales del material debido al efecto Bauschinger (Arakelian 2008). Sin embargo, más que el modelo isotrópico o el cinemático el que ha mostrado entregar mejores resultados es una combinación de ambos, este tipo de endurecimiento combinado es incluso recomendado por el manual Abaqus en específico cuando los metales se sujetan a cargas cíclicas, como los casos aquí analizados. Este tipo de modelo puede ser utilizado en cualquier procedimiento en donde el desplazamiento sea un grado de libertad del sistema. La ley de evolución de este modelo consiste en una componente de endurecimiento cinemático y para el modelo de endurecimiento cinemático/isotrópico no lineal una componente isotrópica la cual describe el cambio al rango plástico, la ventaja de este modelo es que recoge las características de ambos modelos previos representando de buena manera el efecto Bauschinger.

5.7.2 Efecto Bauschinger

El efecto Bauschinger, es un comportamiento natural inherente al acero; este se da después de que el acero se ha llevado a esfuerzos más allá de su límite elástico, entrando en el rango plástico se pueden observar un número de fenómenos durante la repetición de cargas, descargas, recargas y reversión de esfuerzos. En primer lugar, al descargar hasta un esfuerzo igual a cero y recargar hasta alcanzar el nivel de esfuerzo máximo, será elástico con una rigidez igual a la rigidez original (E), entonces, en la reversión de esfuerzos ($\sigma = -\sigma_y$, Figura 5-10) no se muestra una “esquina” como tal para la fluencia, en lugar de eso, ocurre de manera gradual un reblandecimiento de la rigidez (generando una curva en esta zona), que lleva a que la fluencia inicie más temprano de lo previsto (Bruneau et al. 2011).

¿Porque es necesario representar el efecto Bauschinger? Porque la propiedad más importante de los aceros sujetos a grandes ciclos de carga inelásticos, es su habilidad para disipar energía histerética, esta es la energía necesaria para elongar o acortar plásticamente un espécimen de acero, esta energía se puede calcular como el producto de la fuerza por el desplazamiento plástico (el trabajo hecho en el rango plástico) (Bruneau et al. 2011).

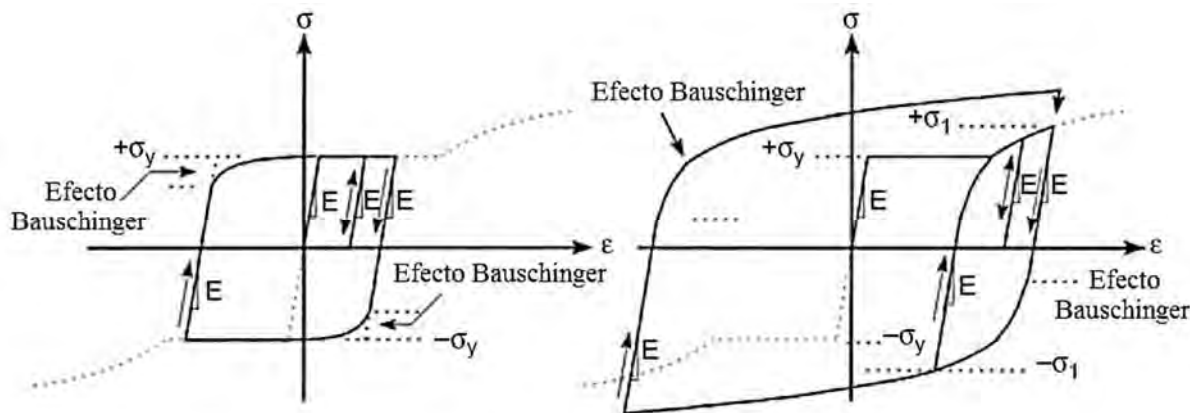


Figura 5-10 Descripción del efecto Bauschinger (Bruneau et al. 2011).

5.7.3 Modelos de plasticidad

Dada la recomendación del manual y los resultados observados dentro de la literatura consultada [Andrade García, 2015 y Arakelian, 2008, entre otros], para los subsecuentes modelos desarrollados, se considera emplear el tipo de endurecimiento combinado, siempre que esto sea posible, en los casos en los que no se cuente con los parámetros necesarios para asignar este tipo de propiedades se empleará el tipo de endurecimiento cinemático, el cual representa de mejor manera la respuesta del metal ante cargas cíclicas que el tipo isotrópico.

5.7.3.1 Definición de endurecimiento isotrópico

Este tipo de endurecimiento es el que presenta el programa Abaqus por default, con este tipo de endurecimiento el esfuerzo de fluencia crece (o decrece) de manera uniforme en todas direcciones a medida que se produce el esfuerzo plástico, además, el esfuerzo de fluencia evoluciona conforme el metal acumula deformaciones plásticas (estas se representan en Abaqus a través de la variable denominada PEEQ (Deformación plástica equivalente por sus siglas en inglés *plastic equivalent strain*), esta deformación se obtiene integrando la tasa de deformación plástica equivalente a lo largo de la historia de deformación). Cuando se emplea este tipo de endurecimiento, la respuesta siempre crece con cualquier deformación plástica (ABAQUS 2012). Para definir un material con endurecimiento isotrópico es necesario ingresar de manera tabular valores de la curva esfuerzo deformación efectivos (Figura 5-9), en este caso, entre más puntos se ingresen más definida será la curva y se obtendrán mejores resultados, es importante mencionar que este tipo de endurecimiento es más apropiado cuando se tienen problemas con carga incremental.

5.7.3.2 Definición de endurecimiento cinemático

Este tipo de endurecimiento se usa para representar el comportamiento de metales sujetos a cargas cíclicas. A diferencia del endurecimiento isotrópico, este modelo requiere únicamente dos puntos, estos son, el esfuerzo de fluencia inicial (donde la deformación es cero) y el esfuerzo de fluencia en el que se alcanza la deformación plástica (Figura 5-11).

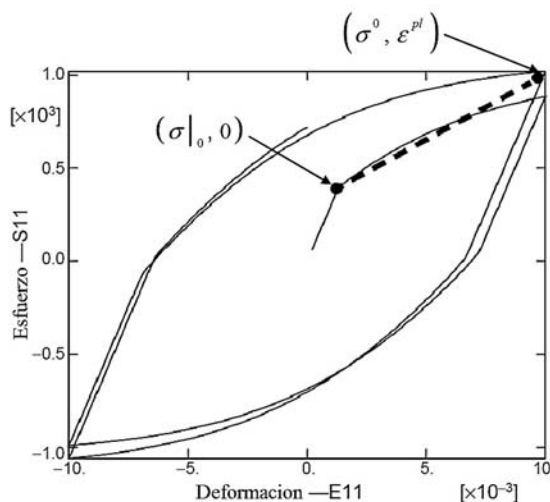


Figura 5-11 Modelo de endurecimiento cinemático lineal. Adaptada de (ABAQUS 2012).

Este tipo de endurecimiento proporciona una aproximación de primer orden del endurecimiento anisotrópico que ocurre en los metales cuando estos son cargados de manera cíclica. Este modelo toma en cuenta la traslación de la superficie de fluencia con la deformación plástica pero no considera ningún cambio en el tamaño de la superficie. Este modelo representa de buena manera el efecto Bauschinger (ABAQUS 2012).

5.7.3.3 Definición de endurecimiento combinado

Al emplear endurecimiento plástico combinado, existen tres opciones a elegir en cuanto al tipo de datos para su definición, estos pueden ser:

- Medio ciclo
- Parámetros
- Estabilización

En cualquier caso, la recomendación es realizar pruebas para obtener estos datos de manera confiable. En la presente tesis se define este tipo de endurecimiento mediante la asignación de datos a manera de parámetros, para lo cual se aplica el modelo de endurecimiento no lineal de Chaboche (1989) recomendable para análisis cíclicos, la característica distintiva de este modelo de endurecimiento es la superposición de reglas cinemáticas no lineales de endurecimiento; esto permite simular de manera precisa la forma del bucle histerético y por tanto, del módulo plástico en un rango amplio de deformación y varios caminos de carga. Los valores C y γ mostrados en la Tabla 5-3 se obtienen de fijar amplitudes estables de curva esfuerzo plástico – deformación de una prueba cíclica uniaxial del material (Morrison 2015).

Tabla 5-3 Parámetros de endurecimiento no lineal para diferentes tipos de aceros (Morrison 2015)

| Parámetros | ASTM A36 | ASTM A572 Gr. 50 | ASTM A992 | ASTM A490 |
|------------------|------------|------------------|------------|------------|
| E (MPa) | 186,861.00 | 191,505.00 | 199,948.00 | 199,948.00 |
| σ_0 (MPa) | 261.50 | 251.70 | 238.60 | 777.70 |
| C_1 (MPa) | 119,996.40 | 125,415.70 | 383,336.80 | 204,615.80 |
| C_2 (MPa) | 10,873.10 | 28,868.40 | 280,782.10 | 152,250.10 |
| C_3 (MPa) | 537.80 | 2,675.20 | 50,780.00 | 101,318.50 |
| C_4 (MPa) | 68.90 | 144.80 | 1,958.30 | 32,219.20 |
| γ_1 | 1,036.00 | 4,585.00 | 21,081.20 | 4,143.00 |
| γ_2 | 129.00 | 324.00 | 6,256.20 | 285.00 |
| γ_3 | 5.00 | 42.00 | 515.00 | 107.00 |
| γ_4 | 0.00 | 0.00 | 13.20 | 0.00 |

Habiendo pues realizado las precisiones necesarias y tras haber establecido las consideraciones adoptadas en el modelado, enseguida de manera breve se describe el procedimiento efectuado en el modelado en Abaqus.

5.8 Modelo de calibración en Abaqus

La conexión a calibrar es una conexión a momento de tipo placa extremo rigidizada con nomenclatura BSEP (FEMA-350 2000) con ocho tornillos mostrada en la Figura 5-12.

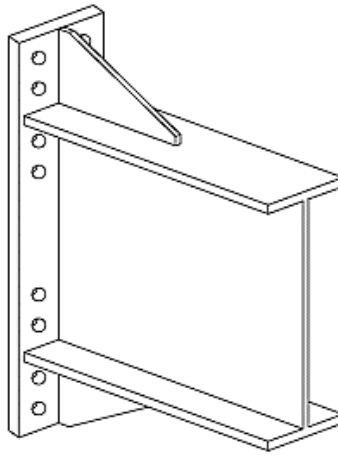


Figura 5-12 Conexión de placa fuerte (8ES – 1-1/4-1-3/4-30) (Sumner E. 2003).

Tabla 5-4 Geometría de los elementos de la conexión (Sumner E. 2003)

| Elemento | Geometría |
|-----------------------|---|
| Columna | W 14 X 193 (Longitud = 266.438 in) |
| Viga | W 30 X 99 (Longitud [al centro de la columna]= 241.25 in) |
| Placa extremo | Placa de 44.45 mm a(1-3/4") |
| Placas de continuidad | Placa de 19.05 mm (3/4") |
| Refuerzo zona panel | Placa de 9.53 mm (3/8") |
| Rigidizador | Placa de 12.7 mm (1/2") |
| Tornillo | Diámetro de 31.75 mm (1-1/4") |

Tabla 5-5 Propiedades de los materiales (Sumner E. 2003).

| Elemento | Esfuerzo de fluencia | | Esfuerzo último | | Origen de valores |
|-----------------------|----------------------|---------|-----------------|----------|-------------------|
| | Fy | Fu | Fy | Fu | |
| | ksi | MPa | ksi | MPa | |
| Placa extremo | 37.2 | 256.68 | 63.4 | 437.46 | Coupon Test |
| Columna | 55.5 | 382.95 | 74.3 | 512.67 | Coupon Test |
| Placas de continuidad | 36 | 248.4 | 58 | 400.2 | Nominal |
| Rigidizador | 36 | 248.4 | 58 | 400.2 | Nominal |
| Viga | 54.9 | 378.81 | 70.8 | 488.52 | Coupon Test |
| Refuerzo zona panel | 41.4 | 285.66 | 63.8 | 440.22 | Coupon Test |
| Tornillo (A-490) | 130 | 896.318 | 154.3 | 1063.861 | Nominal |

El hecho que Sumner no reporte en su investigación fractura de la soldadura ni de los tornillos simplifica la labor de modelado en Abaqus, puesto que al tener la certeza de que (enfaticando que solo para esta conexión en particular), no se presentará falla de la soldadura, es aceptable considerar un contacto de tipo “*Tie*” para los elementos que se encuentran soldados, el asignar este contacto equivale a considerar que los elementos permanecerán unidos a lo largo de todo el análisis como en realidad sucede si se descarta la posibilidad de una fractura de la soldadura. Bajo esta consideración y a este mismo respecto, no se ha incluido en el modelo de elementos finitos el filete de soldadura.

Así mismo, el conocimiento de que los tornillos no fallarán por cortante, permite omitir en el modelado la posible fractura de los mismos, con lo que no es necesario entonces simular este daño mediante la inclusión de grietas, u otro procedimiento disponible en Abaqus para mostrar deterioro del material. Otra de las simplificaciones consideradas es que debido a la geometría regular de la conexión, se aprovechan los ejes de simetría y se ha modelado solo la mitad de la conexión (Figura 5-13), sabiendo que el lado restante no modelado se comportará de la misma manera que la sección modelada (Cook 1995).

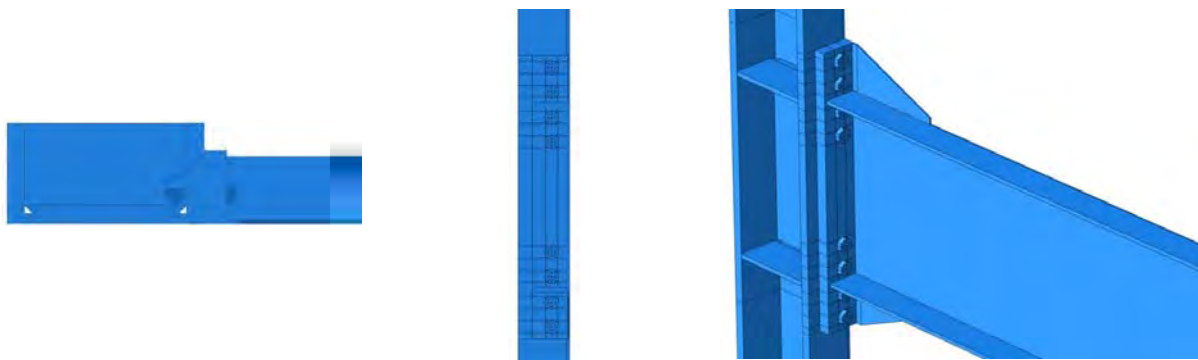


Figura 5-13 Conexión modelada en Abaqus (solo la mitad), vistas superior, frontal e isométrica respectivamente.

Además en la presente tesis no se considera la presencia de esfuerzos residuales. En relación a la tornillería debe mencionarse que se ha modelado como una pieza única el conjunto tornillo – tuerca; (sin arandelas), además, con el fin de facilitar la convergencia numérica se ha considerado que el diámetro del barreno es el mismo que el del cuerpo del tornillo, es decir no se considera la holgura.

Debido a la complejidad que involucra el diseño de conexiones de acero, no es posible todavía predecir con exactitud el comportamiento de ellas (Vinnakota 2006). Sin embargo, como se mostró previamente, a través de los años se han realizado estudios en los cuales, empleando diversos programas de cómputo mediante el modelado en elemento finito, se han analizado distintos tipos de conexiones y ha sido posible obtener buenas aproximaciones para ciertos casos.

Recordando que el objetivo principal de este estudio es evaluar el comportamiento de algunas de las conexiones de acero más comúnmente empleadas en nuestro país con las modificaciones de las que son objeto y con base en ello clasificarlas debido a la ductilidad que alcanzan. Antes de abordar

el análisis de las conexiones de interés de este trabajo, se comienza con una calibración de un modelo de elemento finito para una conexión precalificada ensayada previamente en laboratorio.

Esta calibración tiene el propósito de contrastar los resultados reportados del experimento con los que se predicen numéricamente con los del análisis de elementos finitos. Esta calibración permite contar con un buen indicador de la calidad y/o confiabilidad del análisis y así cerciorarse si el modelo es capaz de representar el comportamiento y la respuesta de las conexiones, por ejemplo, al comparar la curva histerética momento – distorsión obtenida de la simulación numérica con la que se reporta de la prueba experimental realizada por Sumner (2003).

La razón por la que se elige la conexión reportada por Sumner para validar el modelado en elemento finito obedece al hecho de que, dentro de la literatura consultada, esta referencia reporta uno de los casos mejor documentados en cuanto a resultados obtenidos y en relación a las propiedades reales de los materiales empleados en la prueba. Las propiedades mecánicas que se reportan para la mayoría de los componentes de la conexión (i.e. perfiles de viga y columna, placa extrema, tornillos) se obtienen con ensayos de probetas, lo cual permite que el modelo de elementos finitos considere propiedades mecánicas reales en contraste con valores nominales con cierto grado de incertidumbre (aun ajustándolos con factores de sobre resistencia R_y). Adicionalmente, este ensayo experimental es parte de los estudios realizados por el SAC Steel Project con el fin de validar conexiones para su uso en marcos resistentes a momento (SAC Steel Project 1997).

Sumner realiza comparativas para diversos arreglos de conexiones de tipo placa extremo, conexiones que fueron sometidas al protocolo de carga desarrollado por el SAC (Krawinkler et al. 2000). Las conexiones reportadas por Sumner se evaluaron de manera tanto experimental como numérica, esta última a través del programa de análisis de elemento finito Ansys. De las diversas conexiones que presenta Sumner en su tesis, se ha elegido una de ellas para fines de calibración. Tal conexión se denomina dentro de la tesis como “*Strong plate connection*” (conexión con placa extremo fuerte), nombre asignado debido a que la conexión fue diseñada para desarrollar una capacidad del 110 por ciento del momento plástico nominal de la viga (Sumner E. 2003).

5.9 Proceso en Abaqus

Abaqus funciona mediante módulos a través de los cuales, se va desarrollando el modelo por pasos, los cuales se enlistan y comentan de manera breve enseguida:

5.9.1 Partes

En este módulo se crea cada una de las partes que constituyen el modelo, esta conexión en particular consta de siete elementos:

1. Columna
2. Viga
3. Placa extremo

4. Placas de continuidad
5. Rigidizadores
6. Placa de refuerzo en la zona panel del alma
7. Tornillo

El proceso normal para crear una parte en Abaqus consiste en dibujar la sección transversal para cada elemento, para después extruirla a la altura indicada (espesor en el caso de las placas o longitud en los perfiles) y realizar operaciones de ajuste como: crear los barrenos para alojar los tornillos, hacer ciertas particiones, sea para definir superficies o áreas requeridas para procesos posteriores del programa, o bien para poder mallar algún elemento de manera adecuada.

Con relación a los tornillos, el modelado implica labores adicionales a las de un perfil o elemento placa, puesto que se trata de una combinación de partes sólidas (cabeza, vástago y tuerca). El proceso es el siguiente: se modela en primer lugar el vástago del tornillo, el cual es un cuerpo cilíndrico simple, (ignorando las roscas en el tornillo) cuya longitud es el espesor de los elementos que conecta (patín de la columna y espesor de placa extremo) más una longitud adicional, siendo esta longitud un valor que está en función del diámetro del tornillo (IMCA 2002). Una vez definido este cuerpo cilíndrico ya comentado, se procede a modelar la cabeza del tornillo, esto se hace desde el módulo part, con la secuencia de comandos *shape*, *solid*, *extrude*, se elige una superficie plana para realizar la extrusión, en este caso la cara superior del cuerpo cilíndrico, se traza en el sketch la cabeza del cilindro y se extruye a la dimensión correspondiente. En fuentes consultadas, se acostumbra por simplicidad modelar la cabeza del tornillo como un cilindro perfecto, en el presente modelo, la cabeza del tornillo se ha considerado como un cuerpo hexagonal como en realidad es (IMCA 2002).

Una vez modelado el cuerpo del tornillo y su cabeza, se procede a modelar la tuerca, labor realizada de igual manera que la cabeza del tornillo, definiendo antes un plano a partir del cual se lleva a cabo la extrusión, para lo cual debe realizar una partición. La herramienta para generar una partición, es el comando seleccionar la opción “*create partition*” se presentan tres opciones, *edge*, *face* o *cell*. La secuencia es: Seleccionar *edge*, enseguida *enter parameter*, seleccionar el borde que se partirá, este punto donde se hace la partición deberá posicionarse justo a una longitud igual a la suma del espesor del patín de la columna y la placa extremo, ubicando este punto, se ingresa este valor normalizado, con la longitud del cuerpo cilíndrico completo. Una vez partido el borde, se procede a partir el cilindro, para ello dentro del mismo comando *create partition*, opción *Cell*, *Define cutting plane*, se desplegarán tres opciones, *point and normal*, *3 points*, *normal to edge*. Seleccionar *point and normal*, se solicitará seleccionar un punto, (el que se creó previamente en la partición de la línea), después deberá indicarse una línea en dirección normal (eje principal del tornillo que aparece como una línea punteada en color amarillo) con esto, el vástago quedara partido en dos.

Enseguida, con la misma secuencia *Shape – solid – extrude*, se debe seleccionar la superficie a partir de la cual se generara la tuerca, para enseguida dibujar la sección transversal de la tuerca y extruirla a la dimensión correspondiente (Figura 5-14).

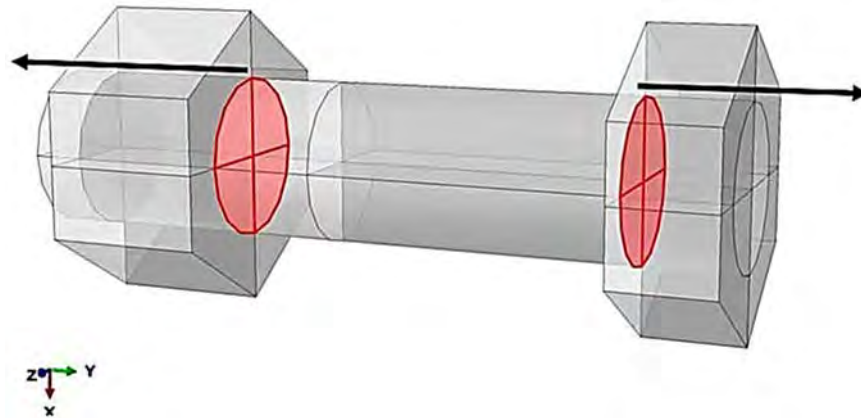


Figura 5-14 Superficies base y dirección para la generación de fuerza y cabeza de tornillo.

Será necesario además realizar una tercera partición, justo al centro de la longitud del tornillo siguiendo el procedimiento antes descrito para sobre esta zona aplicar la fuerza de pretensión en el tornillo como se comentará en el apartado de cargas. El resultado del modelado del tornillo se observa en la Figura 5-15.

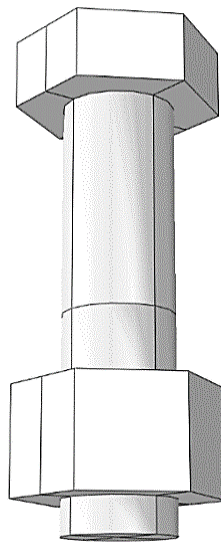


Figura 5-15 Conjunto tornillo-tuerca finalizado.

5.9.2 Propiedades

Buscando corroborar lo comentado al inicio del presente capítulo, con relación al hecho de que la evidencia ha mostrado que el tipo de endurecimiento plástico combinado es el que entrega mejores resultados, se realizan tres variantes del modelo de calibración de Sumner (2003), donde en el primer modelo se considera un endurecimiento isotrópico, en el segundo: endurecimiento cinemático y en el último se considera un endurecimiento combinado, para verificar cuál de los tres modelos de endurecimiento es el más apropiado. Dada la naturaleza del problema en cuestión

(esfuerzo – deformación) para los tres modelos de calibración basta indicar que los materiales son elasto-plásticos.

5.9.2.1 Propiedades elásticas

Para definir la elasticidad (en los tres casos): se considera:

- Módulo de elasticidad: 200,000 MPa
- Coeficiente de Poisson: 0.30 para acero dentro del rango elástico (Bruneau et al. 2011).

5.9.2.2 Propiedades para modelo con plasticidad isotrópica

De la Figura 5-16 a la Figura 5-22, se muestra para la columna, viga, placa extremo, placas de continuidad, rigidizadores, placa de refuerzo en la zona panel y tornillos respectivamente en color azul la curva esfuerzo – deformación con los valores nominales reportadas por Sumner (2003) considerando un comportamiento tri-lineal; operando con estos valores reportados y aplicando la Ecuación 5-1 y la Ecuación 5-2 se obtienen las propiedades efectivas mostradas en color verde en la misma serie de figuras.

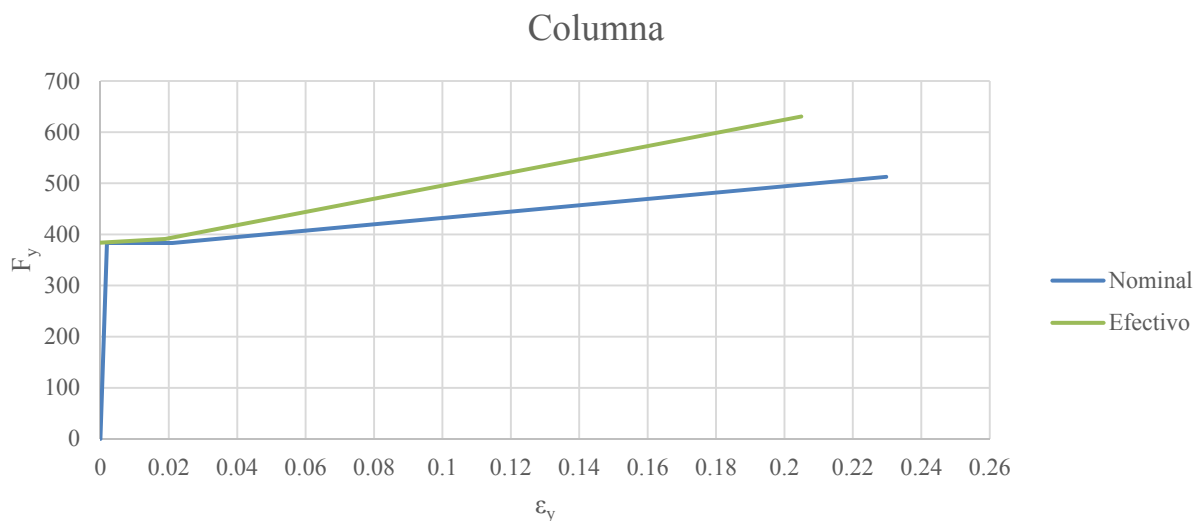


Figura 5-16 Propiedades tri-lineales esfuerzo-deformación de la columna.

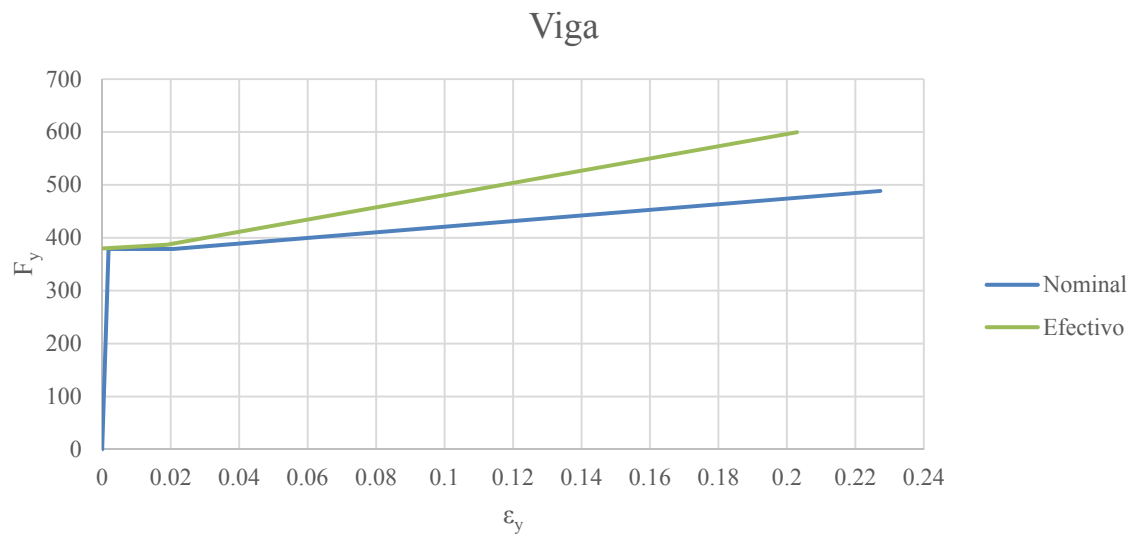


Figura 5-17 Propiedades tri-lineales esfuerzo-deformación de la viga.

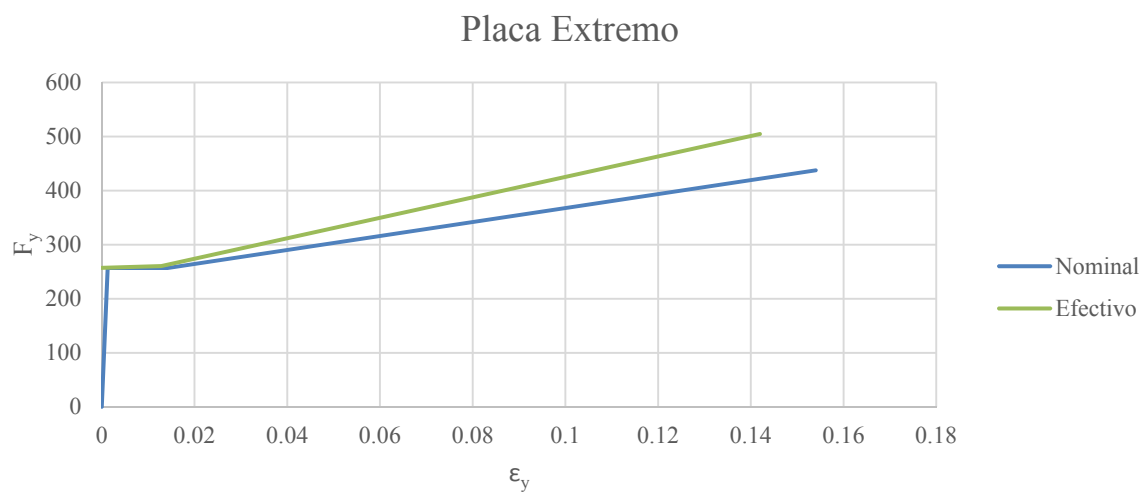


Figura 5-18 Propiedades tri-lineales esfuerzo-deformación de la placa extremo.



Figura 5-19 Propiedades tri-lineales esfuerzo-deformación de las placas de continuidad.

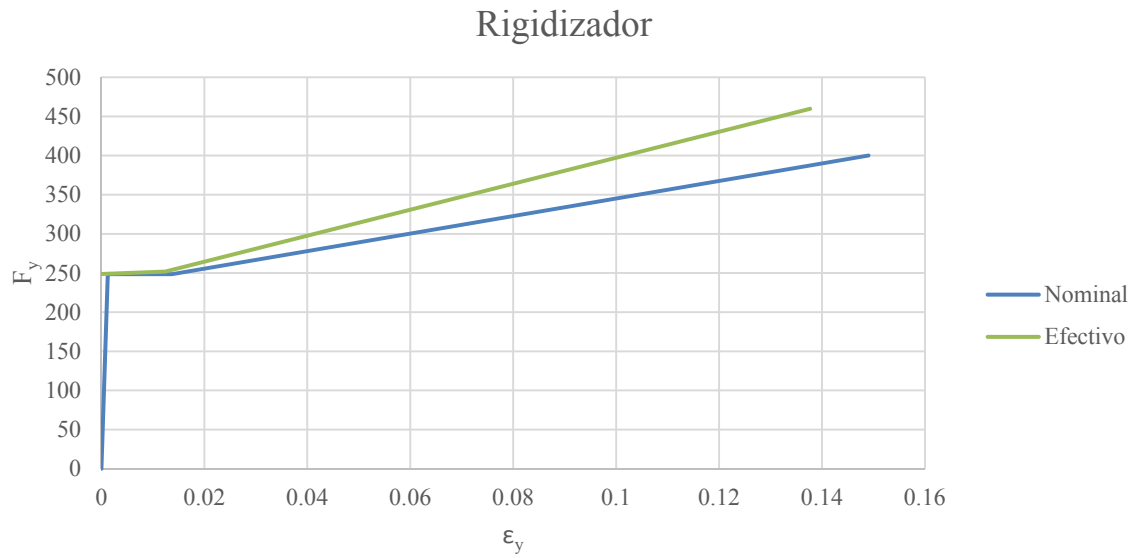


Figura 5-20 Propiedades tri-lineales esfuerzo-deformación del rigidizador de la placa extremo.

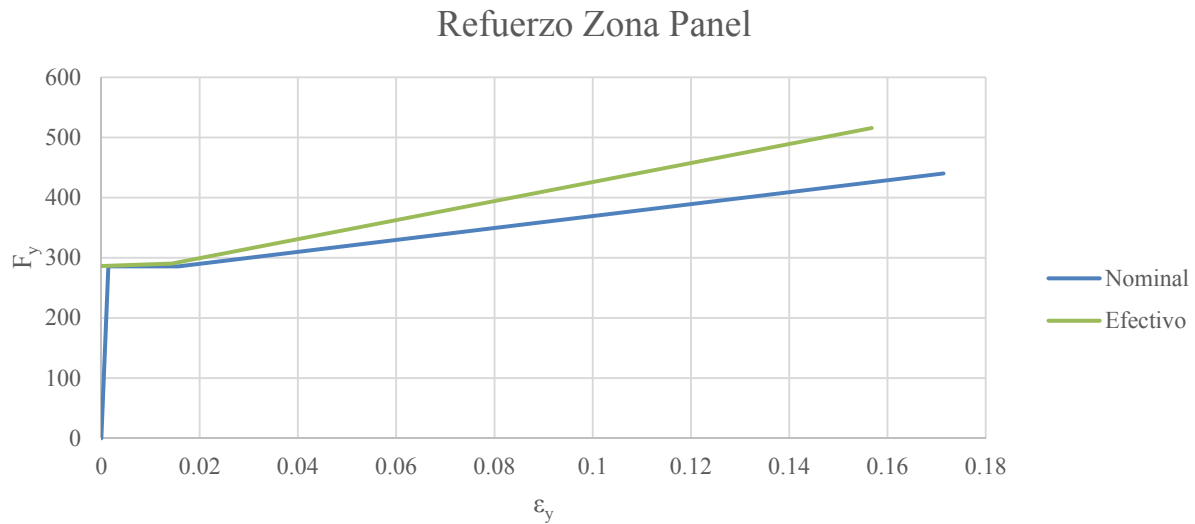


Figura 5-21 Propiedades tri-lineales esfuerzo-deformación de la placa de refuerzo en la zona panel de la columna.

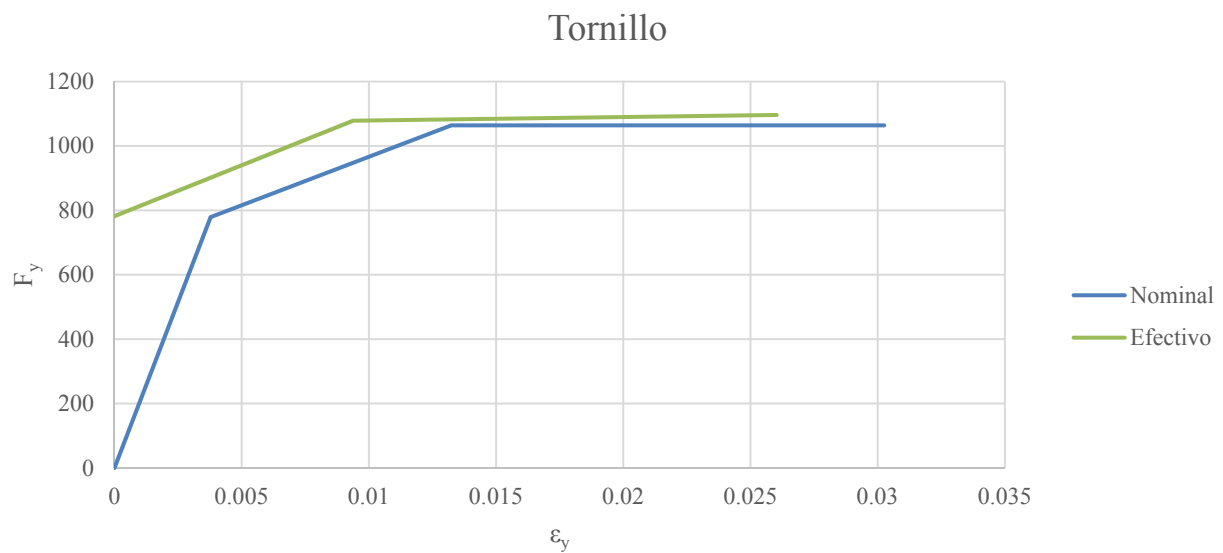


Figura 5-22 Propiedades tri-lineales esfuerzo-deformación de los tornillos.

5.9.2.3 Propiedades para modelo con plasticidad cinemática

Se ingresan únicamente dos valores aquel donde la deformación es cero y aquel donde se alcanza el esfuerzo plástico (Figura 5-11).

5.9.2.4 Propiedades para modelo con plasticidad combinada

Para este último caso, se ingresan los parámetros de endurecimiento combinado de Chaboche (Tabla 5-3).

Una vez que se definen los materiales con un comportamiento elasto-plástico, se deben generar secciones que contengan estos materiales, para luego asignar mediante el comando *assign section* mostrado en la Figura 5-23 según corresponda.

Estas secciones, pueden ser sólidos, *shells*, *beams*, *fluid*, u *other*, de tipo: Homogéneo, deformación plana generalizada, Euleriana, o compuesta. Para este caso que se modela, todas las secciones creadas son de tipo sólido, homogéneo, se eligen estas dos opciones pues como se comentó anteriormente el tipo sólido recoge valores en las tres direcciones, que no sucede con elementos *shell* ni con elementos *beam*. En cuanto al tipo homogéneo de igual manera es el más adecuado puesto que la deformación plana generalizada no aplica en este caso al ser todos elementos tridimensionales, así mismo, el tipo Euleriano no aplica, puesto que este tipo se considera solo para líquidos.

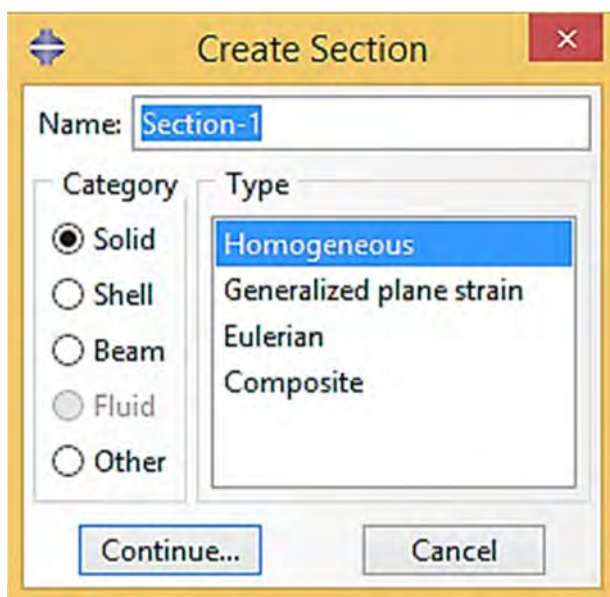


Figura 5-23 Creación de secciones en Abaqus.

5.9.3 Ensamble del modelo

Dentro del módulo *Assembly*, se realiza el ensamble de la conexión, rotando y/o moviendo componentes, para formar el conjunto completo se va añadiendo cada una de las partes tantas veces sea necesario mediante el comando “*instances*”, de tal suerte que en el caso de que en el ensamble aparezca más de una vez algún elemento (por ejemplo los tornillos de los que existen ocho piezas), solo es necesario modelar una pieza de ellos, para después en el módulo *assembly*, llamar en tantas veces sea necesario a cada pieza. El resultado del ensamblaje completo se muestra en la Figura 5-24.

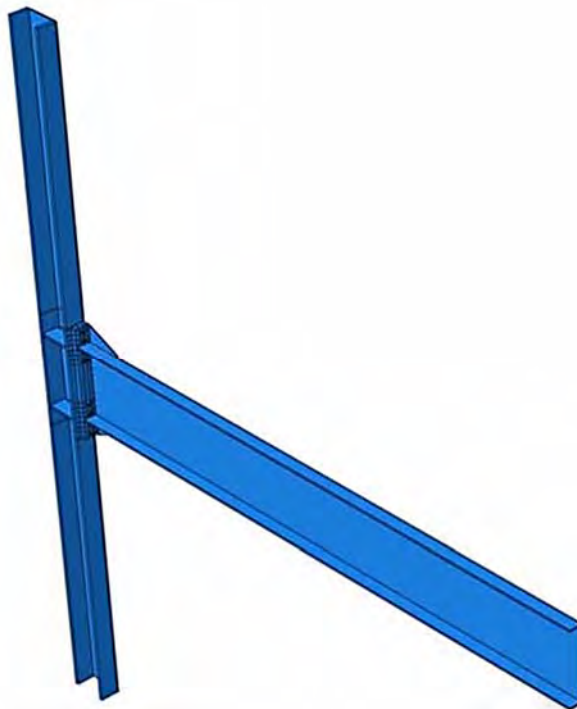


Figura 5-24 Ensamble completo en Abaqus del modelo de conexión de placa extremo.

5.9.4 Interacción entre elementos

A través de este módulo, se define el tipo de contacto que existe entre los elementos que conforman el ensamble, dado que no basta con unirlos físicamente dentro del módulo *assembly*, sino que se debe de especificar al programa cómo será su comportamiento, ¿con fricción?, ¿sin ella? dentro de esta conexión se tienen tres tipos de contactos:

- 1.- Restricción tipo *Tie*
- 2.- Contacto tipo fricción (*friction*)
- 3.- Contacto sin fricción (*frictionless*)

1.- Restricción tipo *Tie*:

La opción *constraint* (restricción) en Abaqus permite restringir de manera parcial o total ciertos grados de libertad de un grupo de nodos o bien acoplar el movimiento entre ellos al de un nodo llamado nodo maestro. Existen diversos grupos de constraints, entre ellos se tienen: cuerpos rígidos, acoplamientos, acoplamientos *shell* a sólidos y uniones basadas en superficie. (ABAQUS 2012)

De estas restricciones, la última (uniones basadas en superficies) es una de las empleadas en el modelo de calibración, este tipo de restricción, se utiliza para representar elementos que se encuentran soldados y permanecerán unidos a lo largo de análisis.

Para definir este tipo de restricciones es necesario indicar una superficie denominada “maestra” usualmente más rígida y la otra será la superficie “esclava”, como recomendación, Abaqus sugiere que la superficie definida como esclava, tenga un mallado más fino que la maestra como se aprecia en la Figura 5-25.

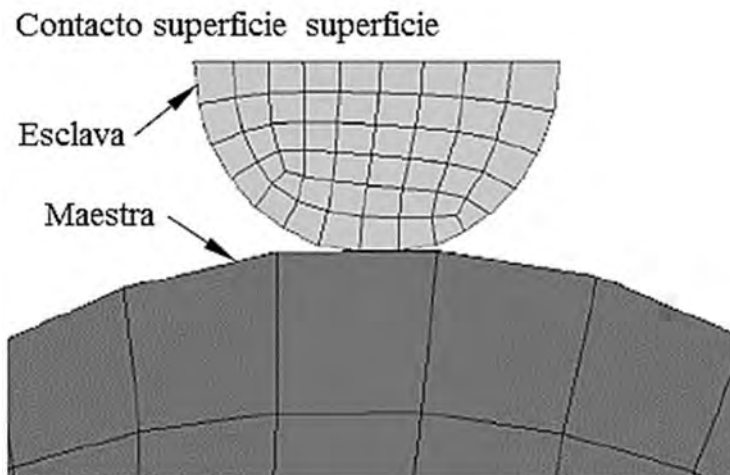


Figura 5-25 Superficies esclava y maestra, nótese la densidad de mallado en cada una de ellas (ABAQUS 2012).

Al definir esta pareja, los nodos de la superficie esclava tendrán los mismos desplazamientos que los de la superficie maestra, de manera visual se destaca que el programa indica con color rojo la superficie maestra y con color magenta la superficie esclava.

Así mismo, debe establecerse un método de discretización en la definición en las parejas maestra – esclava, existen tres opciones:

- Nodo a nodo
- Nodo a superficie
- Superficie a superficie

Emplear la discretización nodo a nodo implica ser sumamente minucioso en el mallado de modo que empate el nodo de una superficie con el nodo de la adyacente, para la opción nodo a superficie, existe el riesgo de penetración de una superficie a otra, por último, el método superficie a superficie es el aplicado en la presente tesis, pues este reduce el riesgo de que una superficie pueda penetrar en la otra, ya que a diferencia de emparejar a base de nodos, este último criterio permite tener varios nodos esclavos en lugar de uno solo, facilitando así la convergencia.

Las uniones soldadas (consideradas como tipo *tie*) son las señaladas en la Figura 5-26.

- Viga – placa extremo
- Patín superior viga
- Rigidizador superior
- Patín inferior de viga – rigidizador inferior
- Interior de columna – placas de continuidad
- Interior de columna – refuerzo zona panel del alma

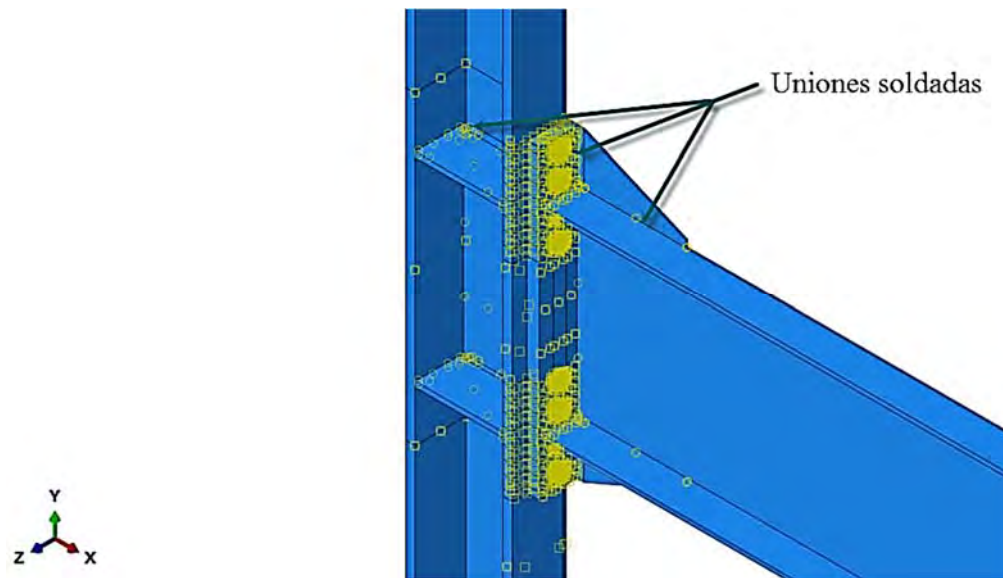


Figura 5-26 Restricciones tipo tie (uniones soldadas).

2.- Contacto tipo fricción (*friction*):

Este tipo de contacto se emplea para la zona donde hacen contacto la cabeza del tornillo con la placa extremo, la cara de la tuerca con la parte interior del patín de la columna y el contacto entre el patín de la columna y la placa extremo, en otras palabras, las partes que no se encuentran soldadas y se indican en la Figura 5-27.

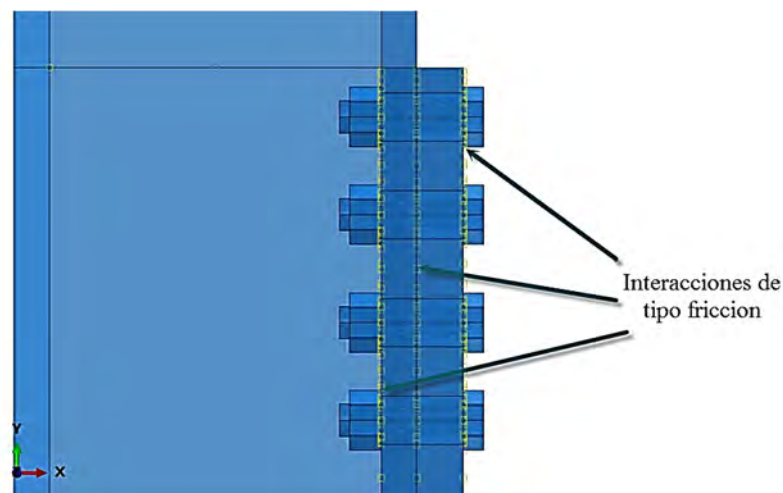


Figura 5-27 Interacciones de tipo fricción en la conexión

Al asignar este tipo de contacto, se debe especificar un valor numérico que corresponde a un coeficiente que toma en cuenta la posibilidad de deslizamiento entre dos superficies en contacto, considerando para ello el tipo de acabado que ellas presentan, existen dos tipos de superficies:

Clase A) Superficies de acero con escamas de laminación, sin pintar, o superficies con recubrimientos clase A sobre superficies con limpieza a chorro de arena o granalla o galvanizado por inmersión en caliente y superficies no pulidas, en cuyo caso este coeficiente tiene un valor de 0.30.

Clase B) Superficies de acero con limpieza a chorro o sin pintar, superficies con recubrimiento clase B sobre acero con limpieza a chorro, en este caso el coeficiente de fricción tiene un valor de 0.50 (IMCA 2015).

Para este modelado y los siguientes se considera que las superficies son de clase A) por tanto, el coeficiente de fricción se asigna como de 0.30.

3.- Contacto sin fricción (*frictionless*)

Este contacto se utiliza únicamente para la interacción entre el vástago de cada tornillo con las paredes del agujero señalados en la Figura 5-28.

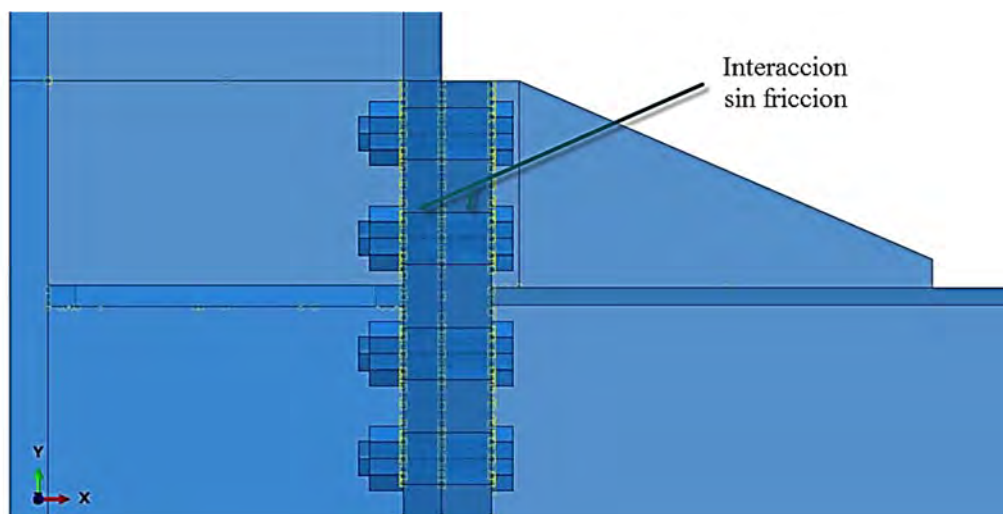


Figura 5-28 Interacción sin fricción (tornillo y barreno)

El cuerpo rígido (*rigid body*) es un grupo de nodos cuyo movimiento está referenciado al movimiento de un nodo de referencia llamado “*reference point*” en el cual se restringen grados de libertad rotacionales y traslacionales (Figura 5-29) (ABAQUS 2012). Dentro del mismo módulo *interaction*, se crean tres tipos de restricciones adicionales a las uniones tipo *tie*, estas restricciones son cuerpos rígidos colocados en los extremos tanto de la columna, como de la viga (Figura 5-30).

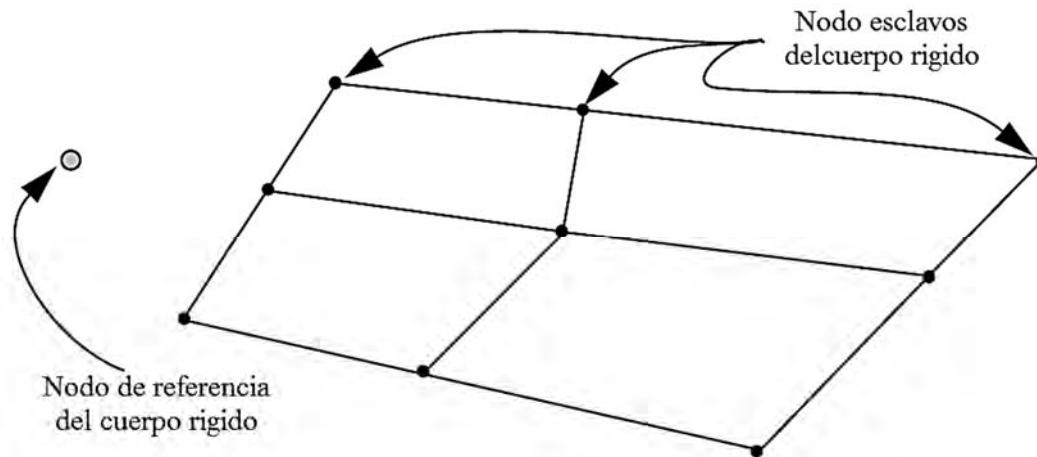


Figura 5-29 Concepto de cuerpo rígido (ABAQUS 2012).

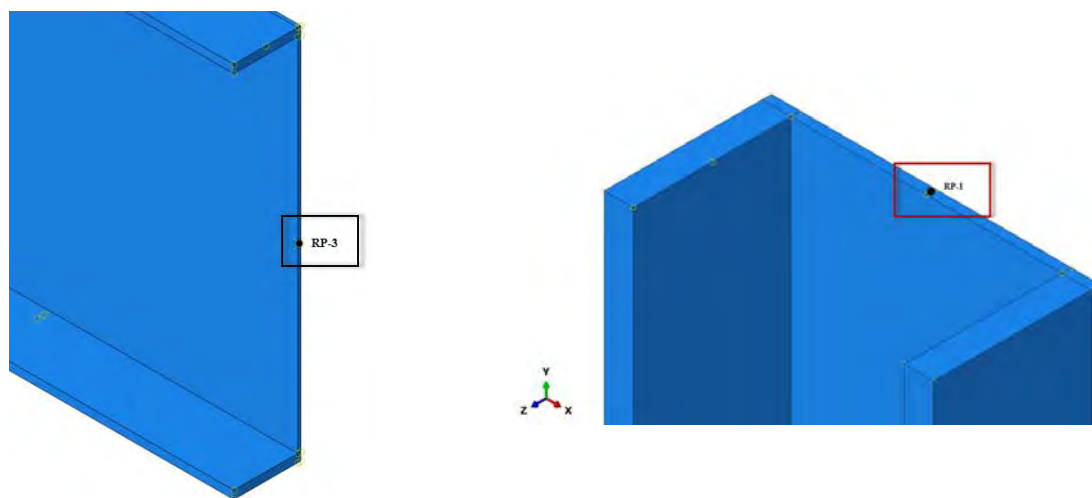


Figura 5-30 Definición de cuerpos rígidos en extremos de viga y columna, se indica en el recuadro el nodo maestro de cada cuerpo rígido.

5.9.5 Pasos de análisis

El módulo *step* se establece el tipo de análisis a realizar, en este módulo, Abaqus ofrece distintas opciones para la resolución de problemas de distinta índole, entre ellos:

- Acoplamientos temperatura-desplazamiento
- Acoplamientos termo-eléctricos
- Acoplamientos estructurales termo-eléctricos
- Directos cíclicos
- Implícitos Dinámicos
- Explícitos Dinámicos

- Explícitos Dinámicos, temperatura-desplazamiento
- Geostáticos
- Transferencia de calor
- Difusión de masa
- Suelos
- Estático general
- Viscosos

Se elige para este modelo la opción estático general, donde el procedimiento que utiliza en la solución del análisis es del tipo implícito. ¿Por qué este tipo de procedimiento? Como se comentó en la descripción del software, existen los procedimientos implícitos y explícitos, estos últimos se recomiendan para fenómenos de corta duración como impactos y donde juega un rol importante la inercia; en el problema a modelar, la conexión se someterá al protocolo de cargas SAC (SAC Steel Project 1997), este tipo de problemas por la baja velocidad en que se aplican los desplazamientos caen dentro de la categoría de cuasi-estáticos, donde al despreciarse efectos inerciales pueden resolverse entonces a través de iteraciones en un procedimiento de tipo implícito. (ABAQUS 2012)

También, en el módulo *step* se puede indicar si se considera o no la no linealidad geométrica para cada paso, en este y los subsecuentes modelos durante todos los pasos se mantiene activa la consideración de la no linealidad. Este es un punto fundamental en este tipo de problemas, pues es frecuente que pueda darse una separación entre las partes de la conexión, o la falla local o pandeo de algún componente reduciendo así la rigidez de una estructura (Cook 1995) y esto puede ocasionar que en algún momento dado, ya no exista una relación lineal esfuerzo – deformación del ensamble completo, pasando del rango elástico al plástico. Otra posible fuente de no linealidad geométrica ocurre cuando se presenta pandeo o falla del material, lo que reduce la rigidez de una estructura (Cook 1995). En otras palabras, la no linealidad geométrica aparece cuando las deformaciones presentes en la estructura son tan grandes que se modifica la manera en que la estructura resiste la carga, este concepto se ejemplifica con la Figura 5-31.

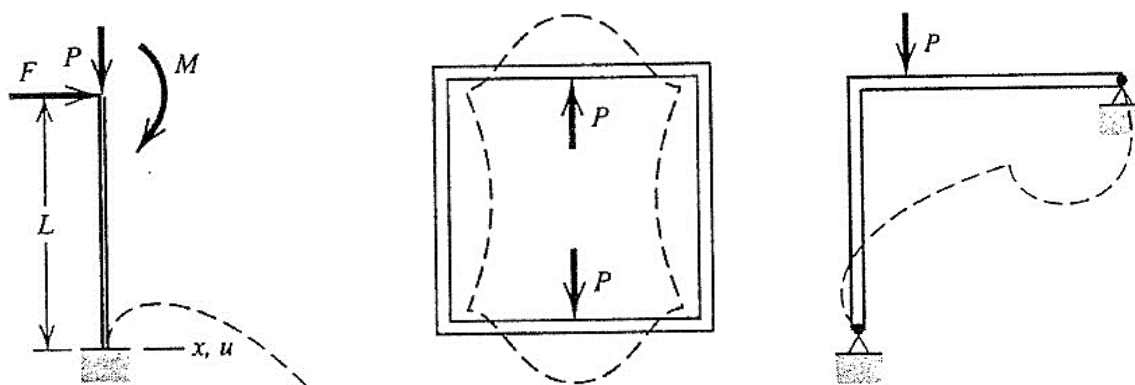


Figura 5-31 Ejemplos de casos donde existe no linealidad geométrica, de izquierda a derecha: columna elástica, marco plano cuadrado y marco plano en escuadra (Cook 1995).

Para este modelo, se incluyen tres pasos:

- “Initial” generado por default en Abaqus, en el cual solo se pueden definir condiciones de frontera, pero no se permiten asignar cargas.
- “Precarga” Paso creado de tipo estático general, en el cual se asigna la fuerza de pretensión a los tornillos.
- “Desplazamiento” último paso, creado posteriormente al paso “Precarga”, en este paso se aplican los desplazamientos cíclicos a la conexión de acuerdo al protocolo establecido (SAC Steel Project 1997).

Otra variable a indicar dentro del módulo *step* es el número permitido de incrementos por iteración (usualmente, el incremento inicial en los pasos va del 5 al 10 % del tiempo total) y el tamaño mínimo de estos, una recomendación del manual de Abaqus es aplicar incrementos de carga o desplazamiento pequeños, pues entre más pequeños sean estos, más estable es el procedimiento de la solución. Se considera además para todos los pasos, la no linealidad de los materiales. Se usa un solucionador de tipo directo y como técnica de solución tipo Full Newton (ABAQUS 2012).

En cuanto a la duración en la que se habrán de aplicar los desplazamientos o cargas, esta es la principal diferencia entre los pasos creados: Precarga y Desplazamiento, para el primero, la única acción realizada es aplicar la fuerza de pretensión en los tornillos, labor que se indica con un valor de uno como duración (la duración de este paso no se maneja en tiempo horario, es decir, segundos, minutos, horas, etc. sino como “pasos”), mientras que para el paso Desplazamiento, durante este se aplica el protocolo ya comentado previamente, así pues este requiere de más pasos que el anterior, en este caso, se considera una duración de 2872 pasos (en el apartado de cargas se abunda acerca de esto) a través de los cuales se asigna el protocolo de desplazamientos (Sumner E. 2003), que permita llevar al ensamble al menos a una distorsión del 6% (0.06 radianes), recordando que el valor mínimo para establecer si una conexión precalifica o no es que alcance al menos una distorsión del 4%.

5.9.6 Cargas

Dentro del módulo load se realizan dos acciones, la primera es asignar las condiciones de borde (*boundary conditions*) del ensamble, esto mediante restricciones, las consideradas para este caso son: articulaciones en el extremo superior e inferior de la columna de modo que el valor del momento flexionante en tales puntos sea cero, es importante mencionar que estas articulaciones se asignan a través de los cuerpos rígidos definidos en el paso de interacciones, donde se creó un cuerpo rígido para la base de la columna y otro para el extremo superior, esta es la manera correcta de asignar la articulación, solo en un punto (*reference point*) de esta forma, los extremos pueden rotar y no transmiten momento (Figura 5-32).

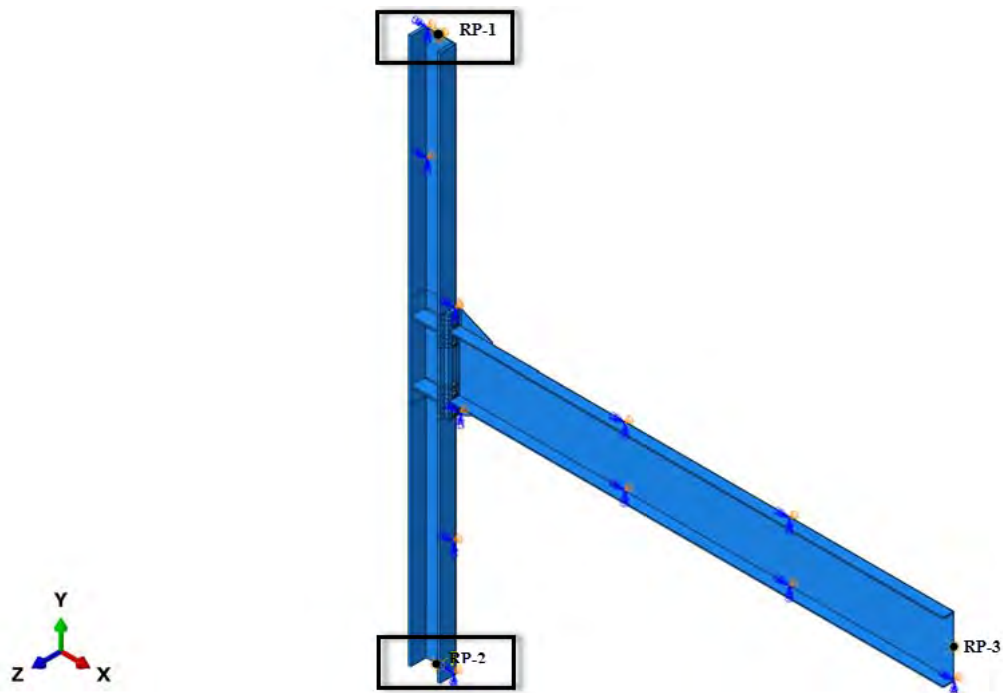


Figura 5-32 Articulaciones en extremos de la columna, en la parte inferior izquierda se observa el sistema de ejes globales del modelo.

La segunda restricción asignada es de tipo simétrico con respecto al eje Z, impidiendo traslaciones en el eje Z y rotaciones alrededor de los ejes X y Y como se señala en la Figura 5-33 (recordando que aprovechando la simetría del ensamble únicamente se modela media conexión).

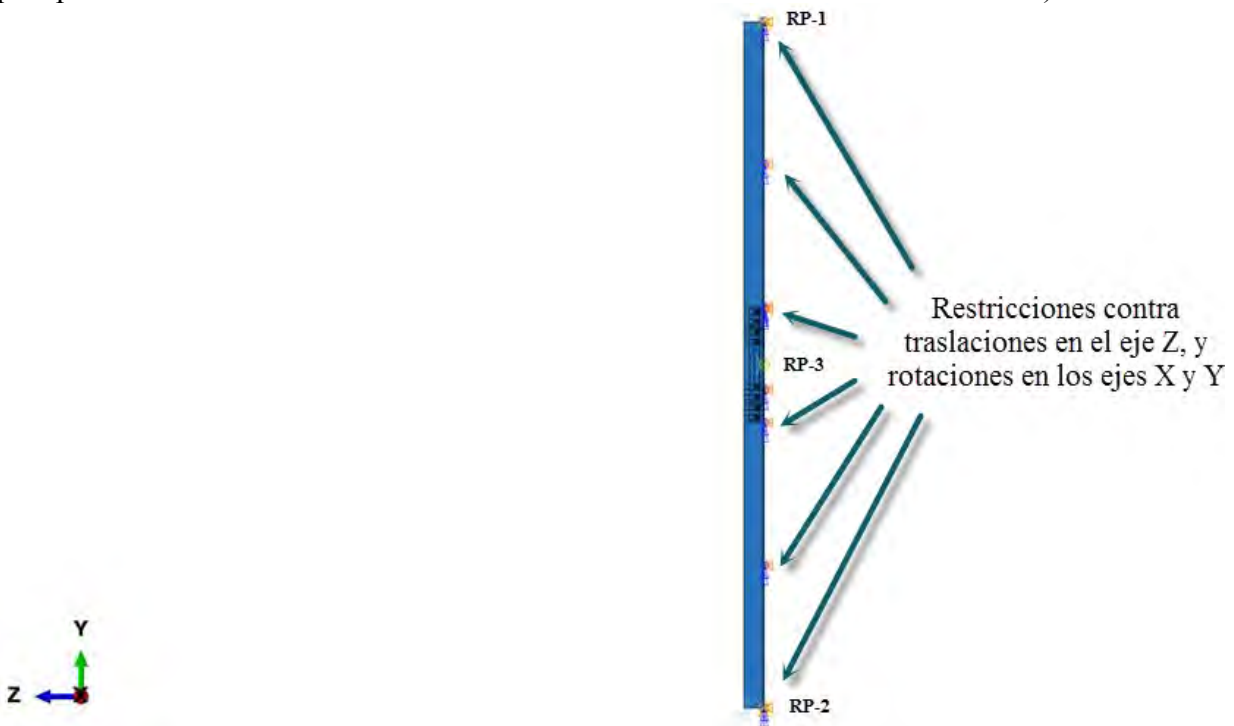


Figura 5-33 Vista lateral donde se observa la restricción para la mitad no modelada de la conexión.

La segunda acción que se realiza dentro del módulo *load* es asignar las cargas existentes en el modelo, así como también desplazamientos. En este modelo se aplican ambos conceptos, la fuerza se asigna durante el primer paso creado “Precarga” para pretensar los tornillos y los desplazamientos se asignan de acuerdo al protocolo SAC en el paso “Desplazamiento”.

Al ser los tornillos de tipo A490 y con un diámetro de 1 ¼”, le corresponde una fuerza de pretensión de 102 kips como se observa en la Tabla 5-6 extraída de las especificaciones del AISC (AISC 360-16 2016), sin embargo y recordando el sistema de unidades recomendado para Abaqus (Tabla 5-1) se convierte este valor para asignarlo en el programa en unidades Newtons, siendo de manera aproximada: 453,719 N. Esta fuerza de pretensión se asigna en el paso “Precarga” y el tipo de carga es *bolt load*, donde el programa solicita indicar un área en la cual aplicar esta fuerza, el área se ubica en el centro del tornillo y fue creada previamente mediante una partición en el módulo part; y seleccionar después el eje longitudinal del tornillo, para finalmente introducir el valor de la fuerza de pretensión en el área del tornillo mostrada en la Figura 5-34.

Tabla 5-6 Pretensión mínima para tornillos (AISC 360-16 2016)

| Pretensión mínima en tornillos (kips) [a] | | | |
|---|--------------|--------------|-----------------------|
| Tamaño del tornillo (in) | Grupo A [a] | Grupo B [a] | Grupo C, Grado 2 [b] |
| | (e.g., A325) | (e.g., A490) | (e.g., F3043 Grado 2) |
| 1/2 | 12 | 15 | - |
| 5/8 | 19 | 24 | - |
| 3/4 | 28 | 35 | - |
| 7/8 | 39 | 49 | - |
| 1 | 51 | 64 | 90 |
| 1 1/8 | 64 | 80 | 113 |
| 1 1/4 | 81 | 102 | 143 |
| 1 3/8 | 97 | 121 | - |
| 1 1/2 | 118 | 148 | - |
| [a] Igual a 0.70 veces el esfuerzo mínimo de tensión de los tornillos como se especifica en ASTM F3125/F3125M para tornillos Grado A325 y Grado A490 con roscado tipo UNC, redondeado al kip más cercano. | | | |
| [b] Igual a 0.70 veces el esfuerzo mínimo de tensión de los tornillos redondeado al kip más cercano, para ASTM F3043 Grado 2 y ASTM F3111 Grado 2 | | | |

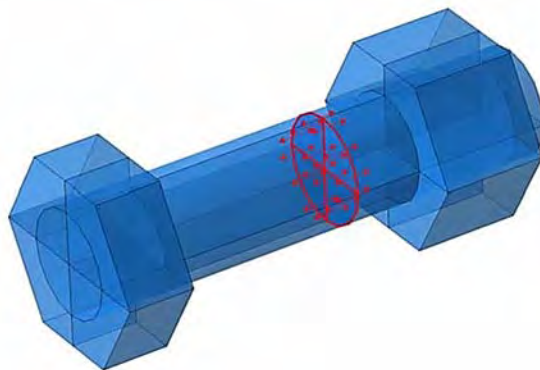


Figura 5-34 Zona donde se aplica la fuerza de pretensión en los tornillos.

Es importante mencionar que en caso de existir pasos posteriores a aquel en que se aplica la pretensión, se debe realizar una modificación en ellos para indicar que en esos pasos posteriores se debe fijar la longitud del tornillo a la actual en ese momento, esto para que una vez concluido el paso en el que se pretensan los tornillos se deje de aplicar esta fuerza, lo cual se logra modificando la opción de “*propagated*” a “*fix at current length*” como se aprecia en la Figura 5-35 de lo contrario a lo largo de todo el proceso de análisis se estaría pretensando el tornillo, hecho que no corresponde a la realidad, en donde primero se pretensan los tornillos y una vez finalizado este proceso, se aplican los ciclos de desplazamiento. Este procedimiento debe aplicarse en los ocho tornillos que se encuentran en el ensamble completo.

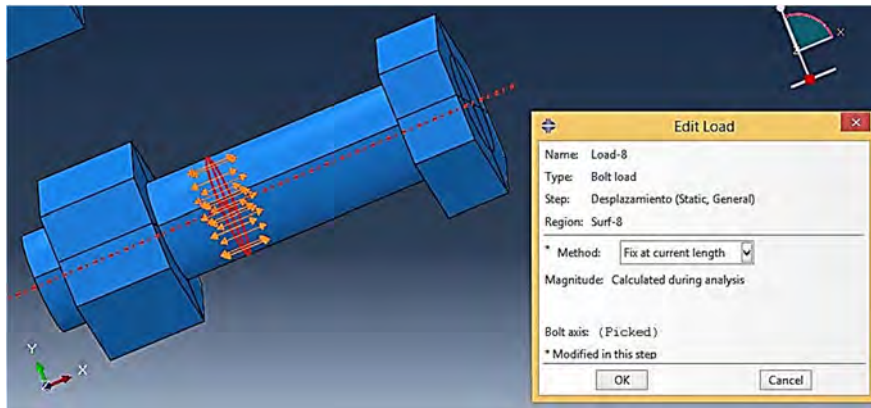


Figura 5-35 Conclusión de la pretensión de los tornillos.

Habiendo aplicado las cargas, se procede a asignar ahora la serie de desplazamientos cíclicos, los cuales se aplican sobre el punto de referencia del cuerpo rígido del extremo de la viga creado en el módulo de interacción.

5.9.7 Configuración de la prueba

En la Figura 5-36, se muestra un croquis del arreglo de la prueba, se observa el punto de aplicación de los desplazamientos (sobre la viga) asignados en sentido vertical:

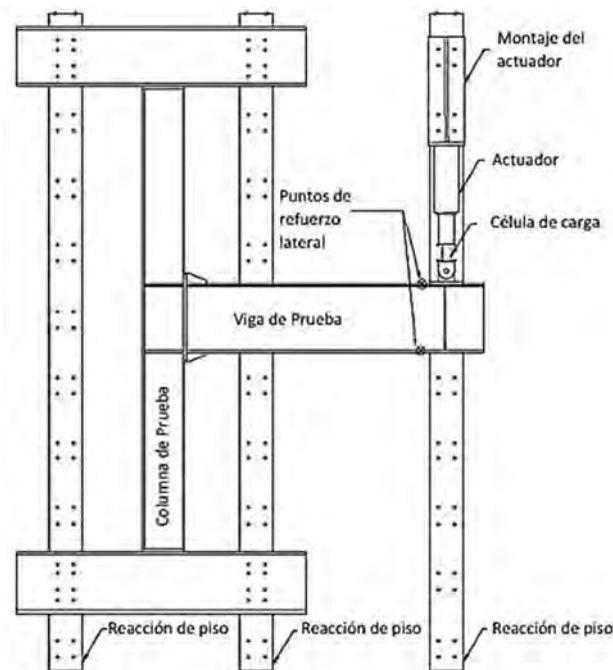


Figura 5-36 Vista en planta de la configuración de la prueba. Adaptada de Sumner (2003).

5.9.8 Protocolo de desplazamiento cíclico

De la Tabla 5-4 se tiene que la longitud de la viga es 241.25 in (6,127.75 mm) y considerando los ángulos de distorsión requeridos por ciclo (SAC Steel Project 1997), se calculan los desplazamientos que han de asignarse al modelo. Para este modelo se pretende que la conexión llegue a un 6% de distorsión de acuerdo a lo reportado por (Sumner et al. 2000).

Tabla 5-7 Desplazamientos requeridos en la viga

| Paso | Ángulo de distorsión θ (Radianes) | Desplazamiento (mm) | Número de ciclos de carga |
|---------|---|---------------------|---------------------------|
| 1 | 0.00375 | 22.9791 | 6 |
| 2 | 0.005 | 30.6388 | 6 |
| 3 | 0.0075 | 45.9581 | 6 |
| 4 | 0.01 | 61.2775 | 4 |
| 5 | 0.015 | 91.9163 | 2 |
| 6 | 0.02 | 122.5550 | 2 |
| 7 | 0.03 | 183.8325 | 2 |
| 8 y más | Continuar con incrementos de θ de 0.01 y realizar 2 ciclos por cada paso | | |
| 8 | 0.04 | 245.1100 | 2 |
| 9 | 0.05 | 306.3875 | 2 |
| 10 | 0.06 | 367.6650 | 2 |

Cuando se desea asignar un desplazamiento cíclico en Abaqus, en el cual los desplazamientos varían con el tiempo, la manera más simple de hacerlo es mediante curvas de amplitud, las cuales permiten representar variaciones de carga, desplazamiento y otras variables dadas. Esto se ingresa de manera tabular, indicando en el punto deseado (punto de referencia del cuerpo rígido del extremo libre de la viga) un desplazamiento con un valor unitario y referenciar este desplazamiento unitario a una tabla que contenga los valores picos de los desplazamientos (Tabla 5-7), sin embargo, como se comentó en el tema de generalidades, con el fin de facilitar la convergencia numérica del programa se han reducido los intervalos de aplicación de desplazamientos, es decir, el desplazamiento que se aplica no pasa de 0 a 22.9791 mm y después de 22.9791 a -22.9791 mm, sino que avanza de 5 en 5 mm, hasta llegar a valores picos positivos y negativos, debido a la consideración de estos rangos, es que en total se requieren 2872 pasos para aplicar el ciclo total cuyo valor pico máximo es de 367.665 mm (Tabla 5-7 y Figura 5-37).

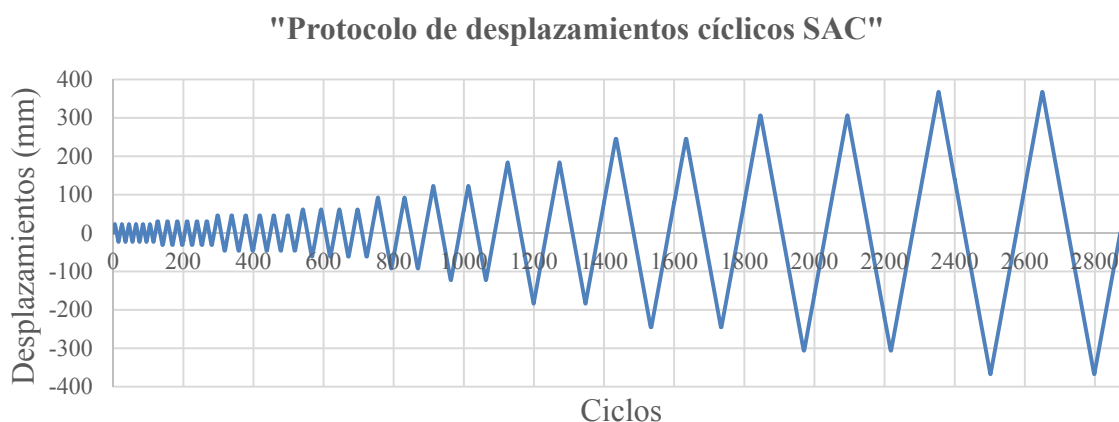


Figura 5-37 Desplazamientos cíclicos asignados al modelo de Sumner en Abaqus de acuerdo al protocolo SAC (SAC Steel Project 1997).

5.9.9 Mallado

Como se comentó previamente, al mallar se subdivide a cada parte en elementos más pequeños para poder iterar y llegar a una solución, para todos los modelos, todos los elementos de la conexión son tipo: C3D8R (C = Continuo, 3D = Tres dimensiones, 8 = Ocho nodos con integración reducida (al tener menos puntos de integración se ve reducido el tiempo de análisis de cada modelo) (ABAQUS 2012). Para definir el mallado, dentro del módulo *mesh*, se selecciona la opción *element type*, desde donde se definen la familia, en este caso (esfuerzos en 3D), librería estándar (implícita) y elementos hexaédricos de orden geométrico lineal (ABAQUS 2012).

Una de las bondades del programa Abaqus, es que de manera visual indica la calidad del mallado, haciendo fácil el identificar si cierto elemento requiere más particiones o un ajuste en la geometría del mallado; el código de colores en Abaqus para los tipos de mallado es el siguiente:

- Verde : Mallado estructurado
- Amarillo : Mallado barrido

- Gris: Mallado libre
- Naranja: Parte inmallable
- Azul: Mallado de abajo hacia arriba (ABAQUS 2012).

El mallado óptimo y que preferentemente debe buscarse es uno del tipo estructurado, el cual se muestra en color verde dentro del programa, si la pieza aparece en alguno de los otros colores arriba indicados, habrá que realizar una serie de particiones adicionales al elemento de modo que se pueda aplicar una malla estructurada, usualmente los elementos que más particiones requieren, son aquellos que tienen agujeros como las placas que se muestran en la Figura 5-38.

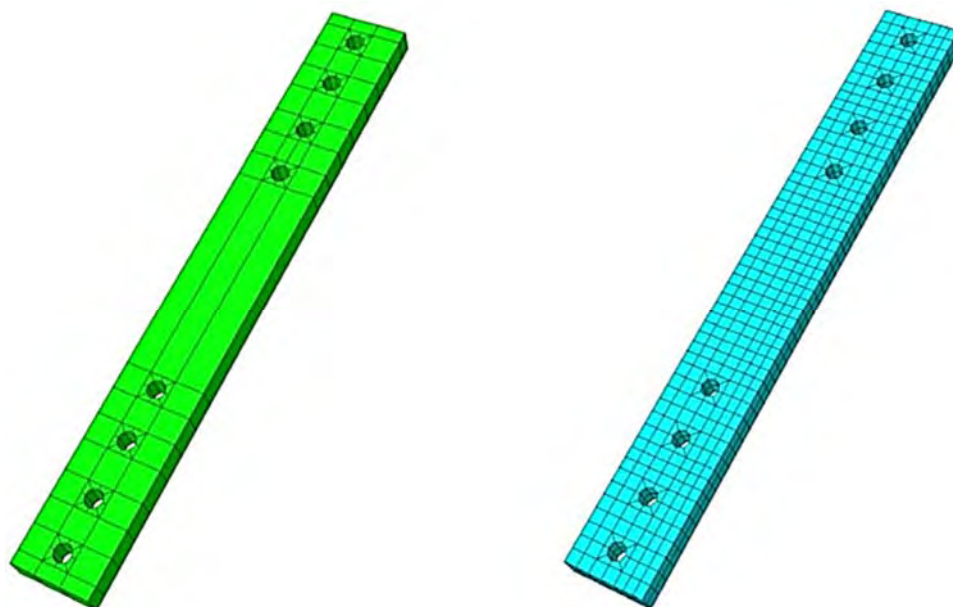


Figura 5-38 Ejemplo de mallado de tipo estructurado, se observa a la izquierda como es necesario realizar particiones en la zona de los barrenos de la placa para permitir un mallado estructurado.

Recomendaciones al mallar en Abaqus

Una práctica usual en el método de los elementos finitos con relación al mallado es, cuando se tienen problemas complejos como es el caso de las conexiones, no se recomienda aplicar un mallado uniforme, sino que pensando en reducir el costo computacional, se permite realizar variaciones del mismo, densificando más el mallado en la zona donde interese observar el comportamiento en concreto y obtener resultados, de este modo, se aplica un mallado más fino en la zona donde conectan viga y columna mediante la placa extremo y conforme se aleja de esta zona, hacia los extremos tanto de la columna como de la viga, se va aligerando el mallado.

No obstante, debe tenerse precaución con las dimensiones asignadas al mallado, elementos muy pequeños con formas compactas y regulares (cuadrados por ejemplo) aunque usualmente dan más precisión al análisis, lo llevan a una menor velocidad, sin embargo elementos de un tamaño mayor

podrán realizar análisis más veloces, pero se tiene el riesgo de obtener resultados inválidos si los mallados son demasiado burdos.

Además deben evitarse cambios abruptos en las dimensiones de la malla aplicada, pues pese a tener un radio de aspecto adecuado, arreglos pobres como los mostrados en la Figura 5-39, pueden alterar resultados en el modelo.

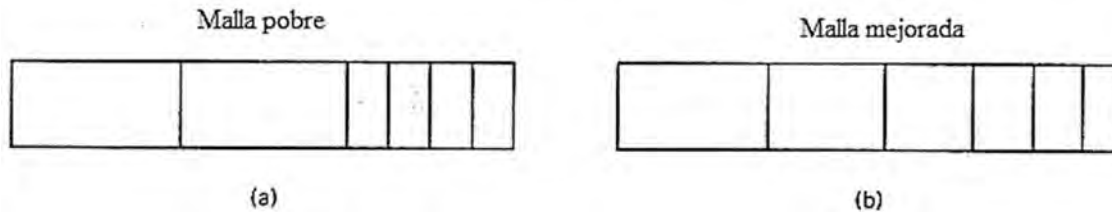


Figura 5-39 a) Malla pobre con cambios abruptos en el tamaño de la malla b) Malla mejorada al aplicar una transición más suave en las dimensiones de los elementos (Cook 1995).

Así como el tamaño de los elementos puede entregar resultados poco confiables, la forma del elemento también juega un papel importante, existen elementos que por su geometría son propensos a presentar distorsiones que a la postre reducen la precisión de los resultados, por ello, debe evitarse el uso de elementos como los que se aprecian en la Figura 5-40.

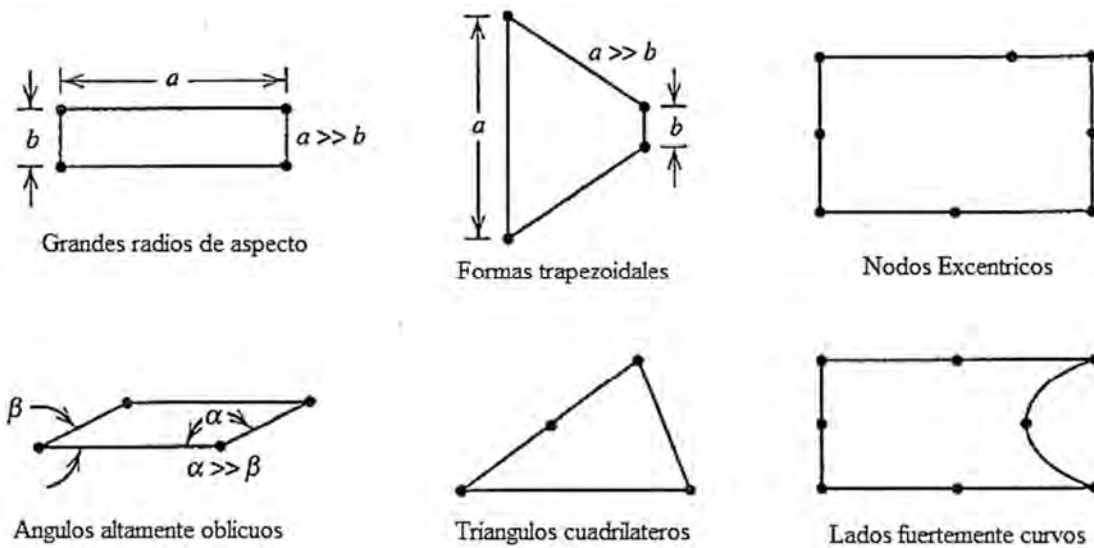


Figura 5-40 Formas geométricas a evitar al mallar elementos (Cook 1995).

¿Cómo saber cuál es el tamaño óptimo para los elementos de una malla? Abaqus dentro del módulo Mesh, contiene una herramienta llamada “*verify mesh*”, que basada en el radio de aspecto (relación entre el lado más largo y el lado más corto de un elemento) permite verificar si las dimensiones asignadas a los elementos de una malla pueden o no distorsionarse en demasía; al seleccionar el

elemento de interés, muestra en color amarillo las zonas del mallado que emiten alertas (“warnings”) o en color azul aquellas que marcaran errores durante el análisis. Por default, dependiendo del tipo de elementos considerados en la malla (hexaedros, tetraedros, etc.) el programa indica una relación límite (Tabla 5-8) si al mallar se rebasa este límite, como se comenta líneas arriba, es posible que los resultados no sean del todo válidos, debido a que los elementos se han distorsionado más allá del límite, por ello, no se recomienda modificar a valores más elevados.

Tabla 5-8 Límites en criterio de selección de forma de elementos (ABAQUS 2012)

| Criterio de Selección | Cuadrilátero | Triángulo | Hexaedro | Tetraedro | Cuña |
|--|---------------------|------------------|-----------------|------------------|-------------|
| Factor de forma | N/A | 0.01 | N/A | 0.0001 | N/A |
| Ángulo de esquina de la cara más pequeña | 10 | 5 | 10 | 5 | 10 |
| Ángulo de esquina de la cara más grande | 160 | 170 | 160 | 170 | 160 |
| Radio de aspecto | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 |

Una vez verificada la calidad de la malla, se procede mallar por completo el ensamble, resultando una malla con 21,650 elementos y 36,300 nodos la cual se presenta en la Figura 5-41:

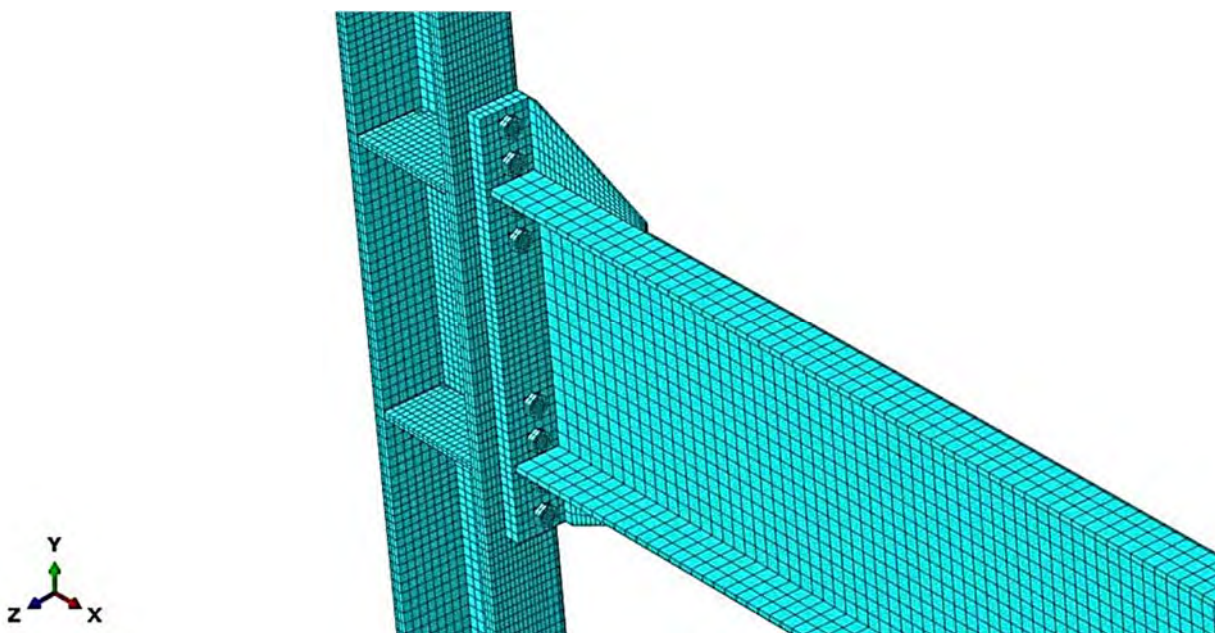


Figura 5-41 Mallado de modelo de calibración.

En la Figura 5-42 se muestra el mallado aplicado a cada uno de los componentes de la conexión, en tanto que en la Tabla 5-9 se presenta un desglose a detalle del mallado de cada elemento.

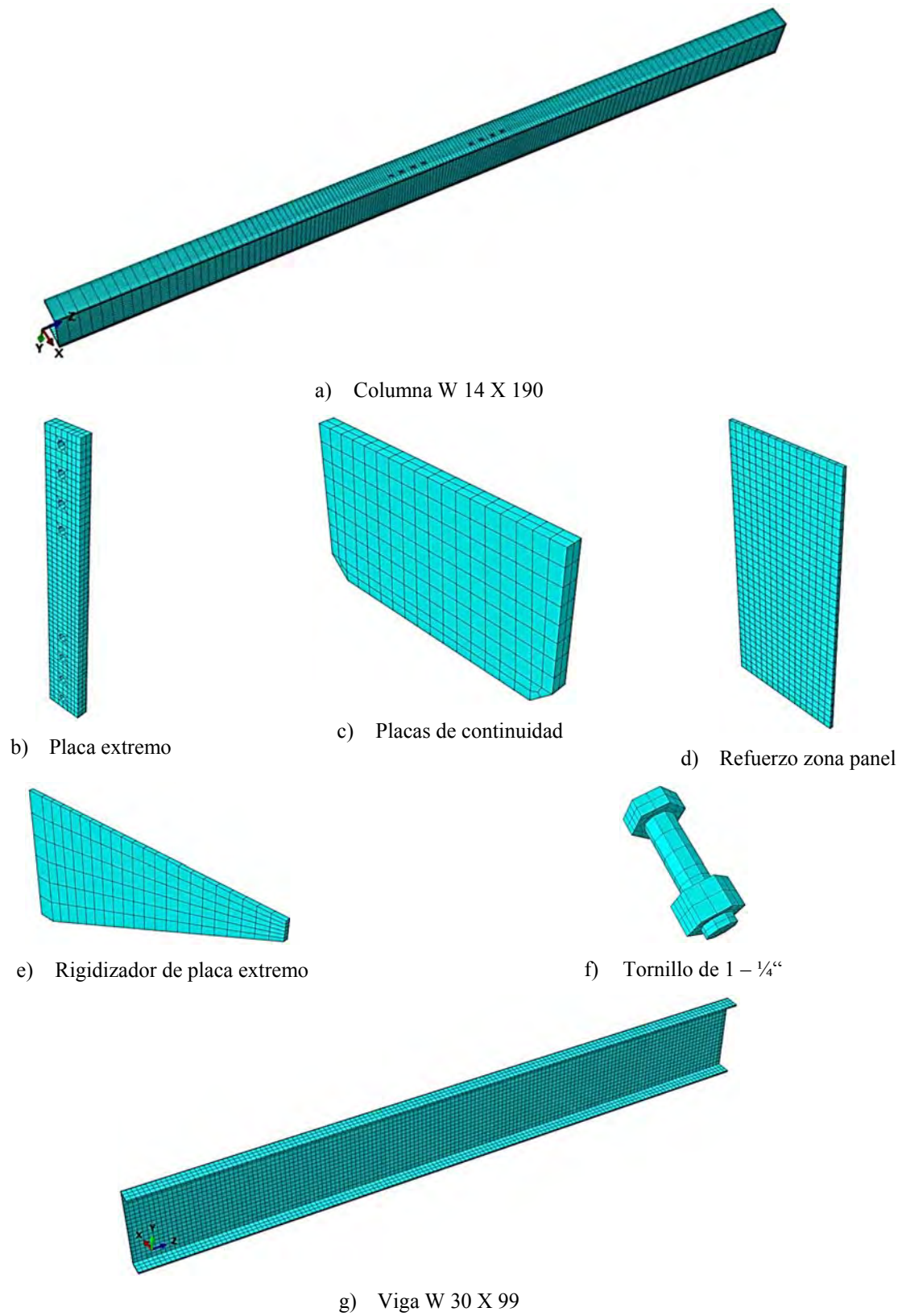


Figura 5-42 Mallado en elementos del modelo de calibración.

Tabla 5-9 Número de elementos y nodos del modelo de calibración

| Parte | Tipo de elemento | Elementos | Nodos |
|---------------------------|------------------|-----------|--------|
| Columna W 14 X 193 | C3D8R | 13,788 | 20,952 |
| Placa extremo | C3D8R | 792 | 1,440 |
| Placas de continuidad (2) | C3D8R | 712 | 1,230 |
| Refuerzo zona panel | C3D8R | 576 | 1,258 |
| Rigidizador (2) | C3D8R | 264 | 644 |
| Viga W 30 X 99 | C3D8R | 3,822 | 7,992 |
| Tornillo 1-1/4 (8) | C3D8R | 1,696 | 2,784 |
| | Totales | 21,650 | 36,300 |

5.9.10 Análisis en Abaqus

En el módulo *Job* se crean los análisis, básicamente es aquí donde el programa intenta resolver mediante iteraciones el problema en cuestión, el tipo de procedimiento queda definido al crear los pasos, implícito, o explícito según sea el caso, para la conexión que se intenta calibrar, se trata de un procedimiento implícito, en el cual, para encontrar equilibrio estático de las fuerzas internas de la estructura con las cargas externas aplicadas, se utiliza como método de solución el de Newton-Raphson realizando iteraciones en cada incremento. Las iteraciones se repiten a cada incremento hasta que se alcance la convergencia, esto significa que:

- Las condiciones de contacto se satisfacen en cada nodo.
- Se alcanza el equilibrio de fuerzas en cada nodo.
- El equilibrio de momento se alcanza en cada nodo.
- Las correcciones de desplazamiento son pequeñas comparadas con los desplazamientos incrementales.

En Abaqus Standard, se utilizan incrementos automáticos por default, el radio de convergencia se monitorea para determinar incrementos de tiempo apropiados. El tamaño del incremento aumenta si se requieren pocas iteraciones y decrece si la convergencia es lenta, si no se puede obtener la convergencia en una iteración, el tamaño del incremento decrece y se pasa al siguiente incremento. (ABAQUS 2012).

5.9.11 Visualización de resultados

En el módulo *Visualization*, se observan de manera gráfica los resultados del análisis una vez que este ha finalizado, para este modelo, el programa ha logrado completar los ciclos de desplazamiento asignados, es decir, logró alcanzar la convergencia como se describe en el punto anterior. Dentro de este módulo es posible observar la estructura sin deformar, así como la estructura deformada, la historia de esfuerzos en la estructura deformada, o bien algún resultado de salida que sea de interés y se indica desde el módulo *step*. Dentro de este módulo es posible también generar gráficos que muestren el comportamiento de la conexión, estos pueden ser desde

fuerzas, desplazamientos, reacciones, energía liberada, así como operar con estos resultados siendo posible combinarlas y sumarlas, entre otras operaciones.

5.9.12 Resultados del análisis de elementos finitos y comparativa contra la respuesta experimental

Con el objetivo de definir cuál de los tres modelos de plastificación de material asignados al modelo da mejores resultados, se realiza una comparativa de la curva momento – rotación obtenida de la prueba experimental reportada por Sumner et al. (2000) y que se muestra en la Figura 5-43, contra la misma curva momento – rotación obtenida con los modelos de endurecimiento aplicados: isotrópico, cinemático y combinado respectivamente.

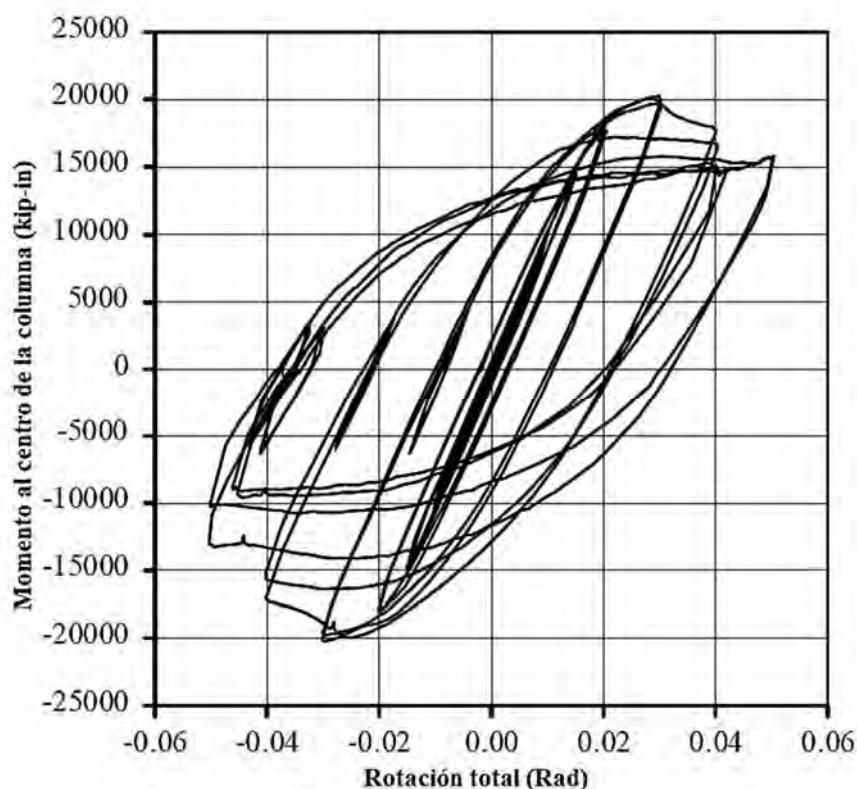


Figura 5-43 Curva momento-rotación experimental para la conexión "fuerte" ensayada por Sumner (Sumner et al. 2000).

De lo reportado por Sumner et al y con base en la curva mostrada en la figura anterior se tiene que la conexión se comportó de manera inelástica a lo largo de la prueba, la falla de la conexión se dio por pandeo local de los patines de la viga, es en este punto en que se presenta una caída en la curva.

Como se puede observar en la Figura 5-44 (endurecimiento isotrópico) cuando se considera este tipo de endurecimiento, como señala la teoría, la curva efectivamente, se va amplificando siempre sobre la misma dirección, es decir, no se da una traslación en la superficie de fluencia, ni tampoco

se observa una degradación en la capacidad a momento, alcanzando un valor aproximado de 20,000 kip-in (aprox.) como capacidad a momento.

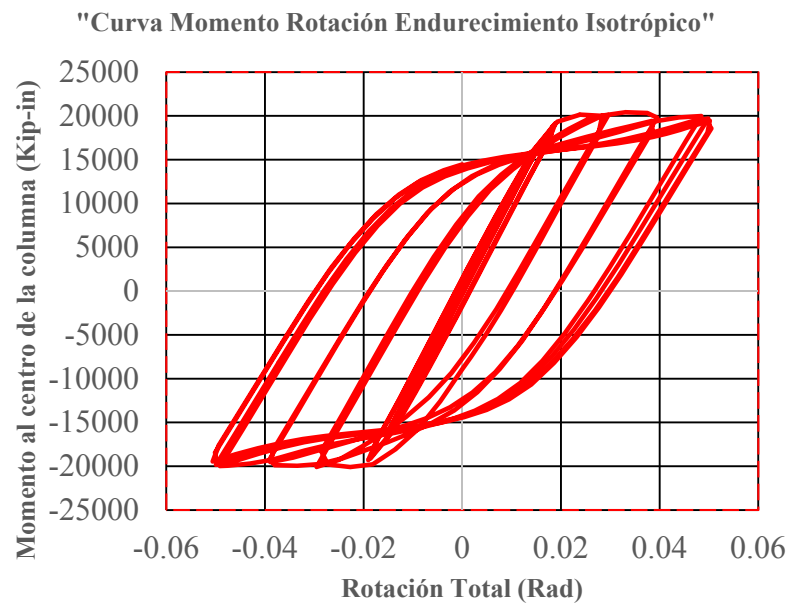


Figura 5-44 Endurecimiento isotrópico

Para la Figura 5-45 (endurecimiento cinemático) el comportamiento es distinto con respecto a la imagen anterior, pues en este caso, logra observarse como la curva llega a un valor pico y a partir de este va degradándose conforme los ciclos aumentan, como sucede en la realidad, se observa que la conexión alcanza un valor máximo de capacidad a momento de 19,972 kip-in.

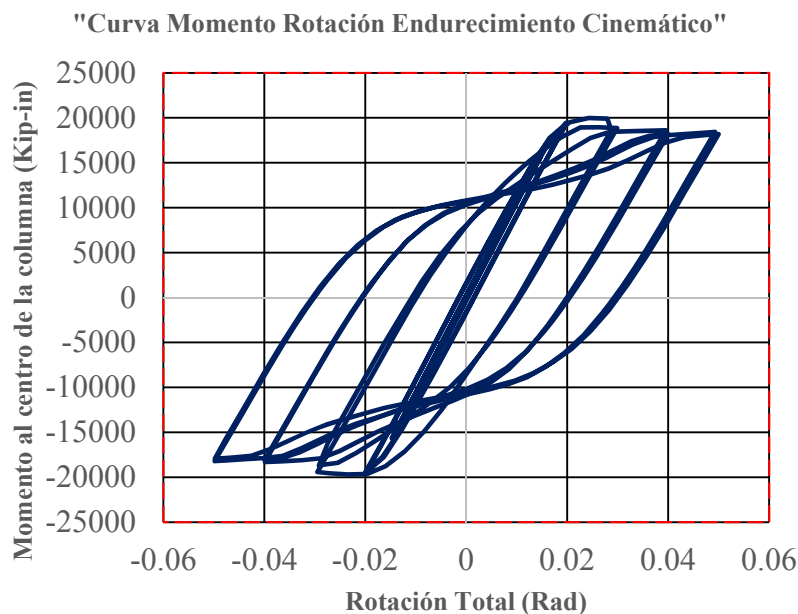


Figura 5-45 Endurecimiento cinemático

Por último, en la Figura 5-46 (endurecimiento combinado), se observa cómo al 4% de distorsión se da una degradación en la curva momento – distorsión, tal como ocurrió durante el experimento.

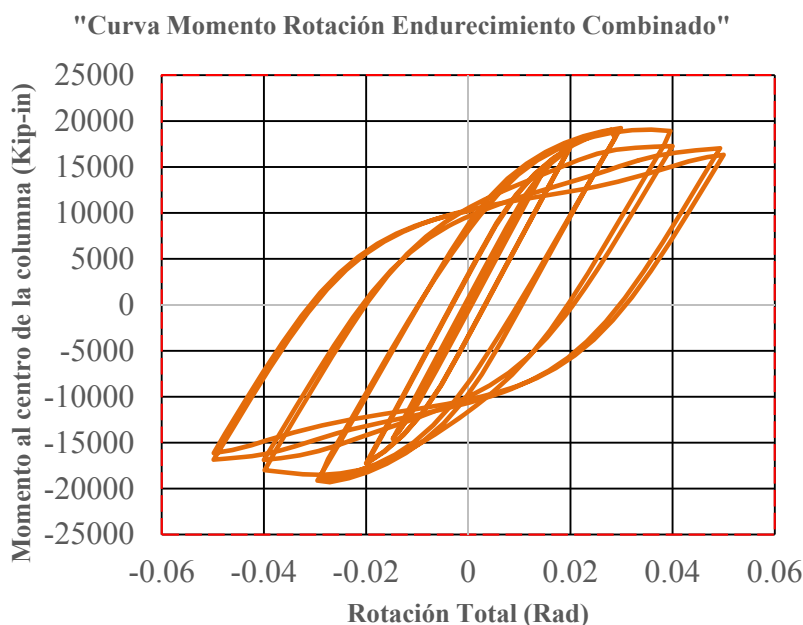


Figura 5-46 Endurecimiento combinado

Para dar validez numérica a estas apreciaciones, se realiza una comparativa de dos parámetros, la relación de momento máximo alcanzado en la conexión con el momento nominal de la viga (Tabla 5-10) y la distorsión total alcanzada por cada conexión contra la obtenida del experimento (Tabla 5-11). Como se observa, en ambas comparativas el modelo de endurecimiento plástico combinado es el que resulta con una mejor aproximación a los resultados experimentales, resultados que concuerdan con lo que señala la teoría comentada al inicio del presente capítulo.

Tabla 5-10 Comparativa momento normalizado en la conexión

| Caso | M.Máx / M.n Viga | Error (%) |
|--------------|------------------|-----------|
| Experimental | 1.000 | --- |
| Isotrópico | 1.083 | 8.338 |
| Cinemático | 1.060 | 5.991 |
| Combinado | 1.021 | 2.122 |

Tabla 5-11 Comparativa distorsión máxima alcanzada por la conexión

| Caso | θ Total alcanzada (Rad) | Error |
|--------------|--------------------------------|--------|
| Experimental | 0.05000 | --- |
| Isotrópico | 0.05049 | 0.049 |
| Cinemático | 0.04990 | -0.010 |
| Combinado | 0.04999 | -0.001 |

Habiendo definido dentro del modelo en Abaqus las propiedades plásticas más adecuadas (endurecimiento combinado), se empatan ambas curvas momento – distorsión (Figura 5-47), para tener un panorama más claro de que tanto distan los resultados del modelo contra el experimento.

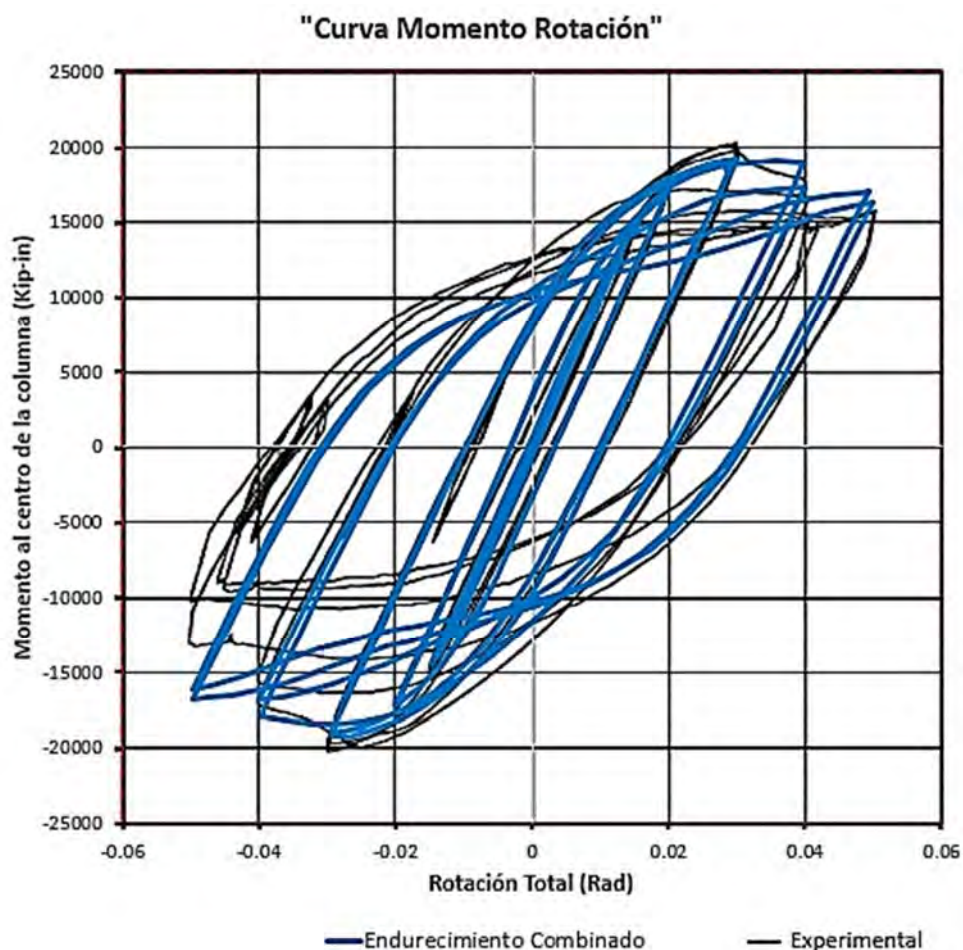


Figura 5-47 Curvas Experimental y del modelo en Abaqus superpuestas.

Se observa de la figura anterior la buena correspondencia entre los resultados del modelo y los experimentales, al empatar con una alta precisión dentro del rango elástico y coincidir además en la caída de la curva a los 0.04 radianes aproximadamente. Se procede enseguida a normalizar esta curva con el momento nominal plástico de la viga (W30 X 99) esto para establecer si la conexión alcanza los requisitos mínimos para precalificar (un valor mínimo del 80 % del momento nominal plástico de la viga a una distorsión del 4 %).

La especificación sísmica del AISC establece como parámetro para precalificar alguna conexión, el momento de la conexión normalizado con el de la viga y la distorsión, ambos datos se muestran en la Figura 5-48, donde aparece señalado un punto en color rojo con las coordenadas (0.040, 0.879) los cuales representan respectivamente la distorsión y el momento normalizado con el momento plástico nominal de la viga, se observa como cuando la conexión ha experimentado una

distorsión del 4%, en ese momento, su capacidad a momento está por encima del 80 por ciento mínimo requerido (87.9 %), por lo tanto, bajo estos resultados, la conexión precalificaría para su uso en marcos dúctiles de tipo SMF, tal como reporta Sumner, Mays y Murray (2000).

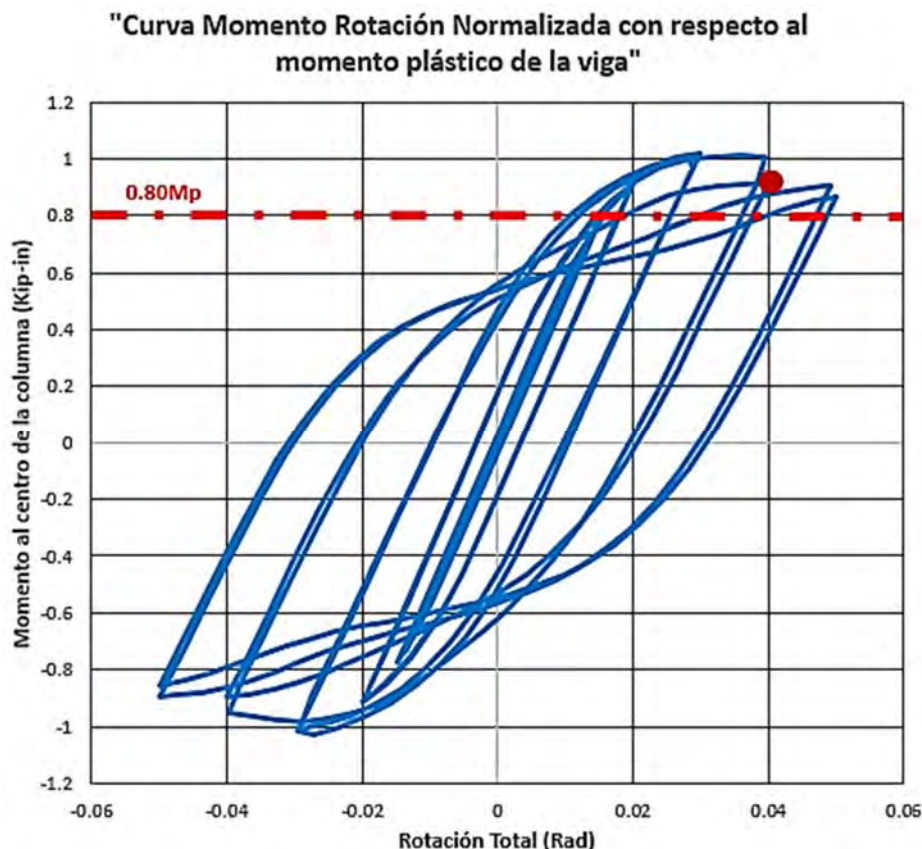


Figura 5-48 Curva momento - distorsión normalizada con el momento nominal plástico de la viga.

Así pues, estos resultados dan la pauta para en los modelos sucesivos emplear el modelo de endurecimiento plástico combinado.

Existen diversas variables y resultados de salida que entrega Abaqus, los cuales se indican desde el módulo *step*, uno de ellos se muestra en la Figura 5-49 es el desplazamiento que entrega como resultado la conexión modelada. Es útil graficar este parámetro pues permite verificar que la conexión se ve sometida dentro del programa a los mismos desplazamientos que se le fueron asignados de acuerdo al protocolo (SAC Steel Project 1997).



Figura 5-49 Comparativa entre los desplazamientos ingresados al programa y los entregados por el mismo, se observa como ambos empatan de manera perfecta.

Otro dato de salida se muestra en la Figura 5-50, de donde se define la carga máxima que teóricamente puede resistir la conexión, siendo esta de 322,540 N en fuerza y de 306.329 mm en desplazamiento. El momento máximo esperado que se espera alcance la conexión antes de presentar degradación es de 19,242.30 Kip-in, este valor se obtiene de la Figura 5-51.

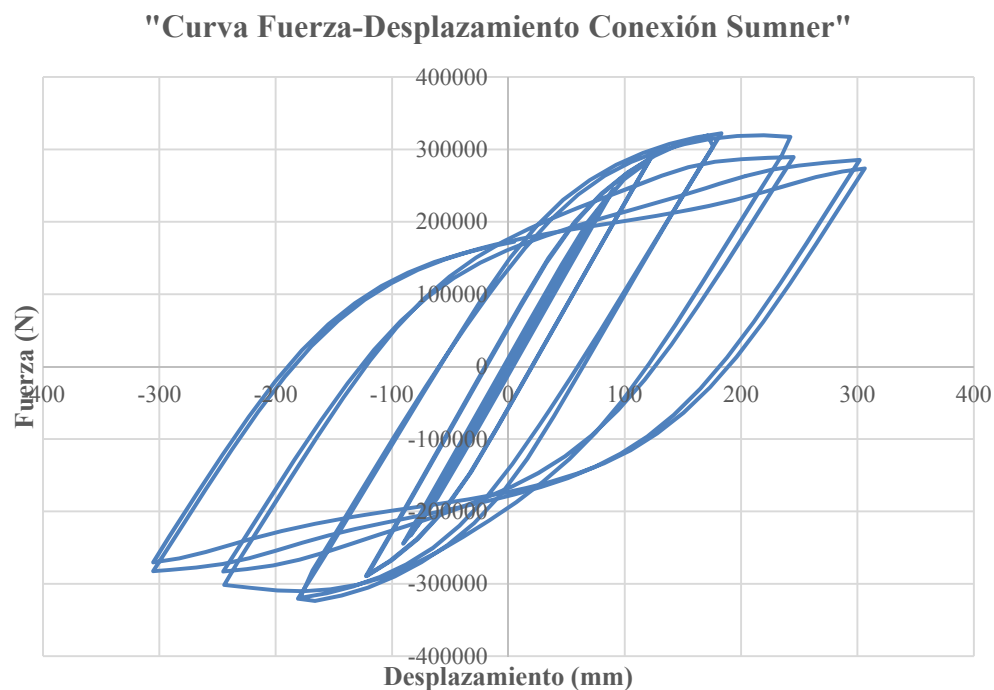


Figura 5-50 Curva fuerza – desplazamiento de la conexión de placa extremo atornillada de Sumner.

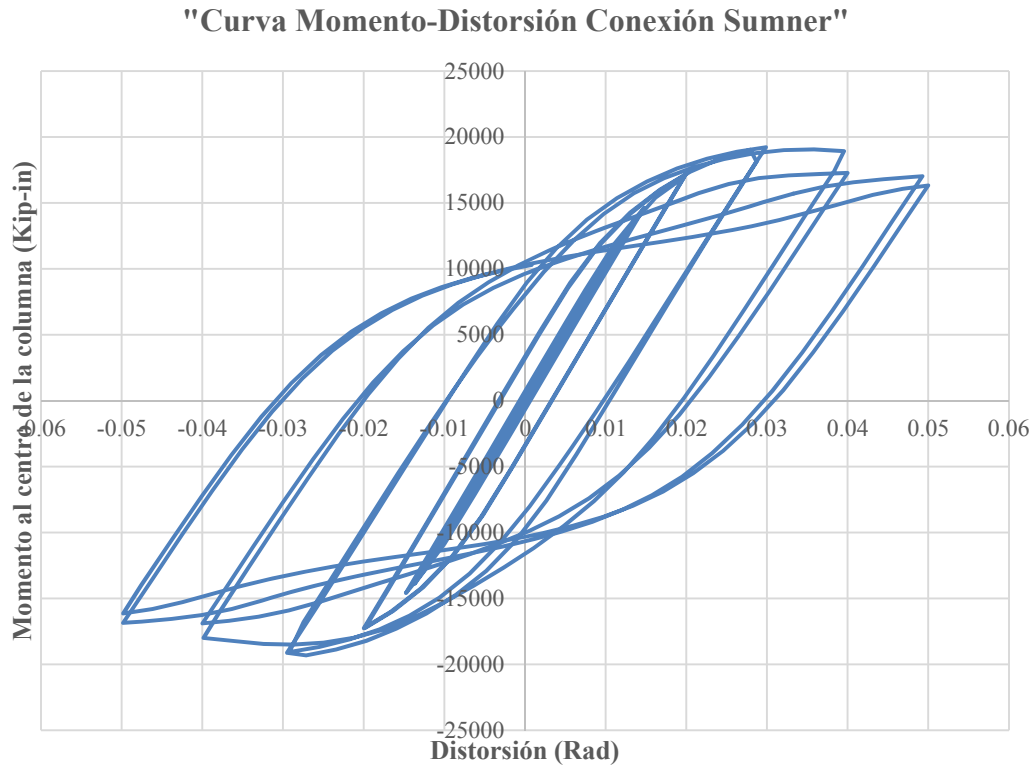


Figura 5-51 Curva momento - distorsión conexión Sumner.

5.9.13 Modos de falla de la conexión

En la Figura 5-52 y la Figura 5-53 se muestra una comparativa entre la conexión una vez finalizado el ensaye contra el resultado del modelo de elemento finito, en los cuales se observa la similitud entre los resultados obtenidos por ambas vías, por último, en la Figura 5-54 se muestra el estado de esfuerzos finales en la conexión al concluir el análisis.

Los modos de falla reportados en las pruebas mostrados en la Figura 5-52 y confirmados en estos análisis de elemento finito que se observan en la Figura 5-53 son los siguientes:

- Plastificación y pandeo local severo de los patines de la viga.
- Plastificación y pandeo local del alma de la viga.
- Moderada plastificación por cortante de la zona del panel.

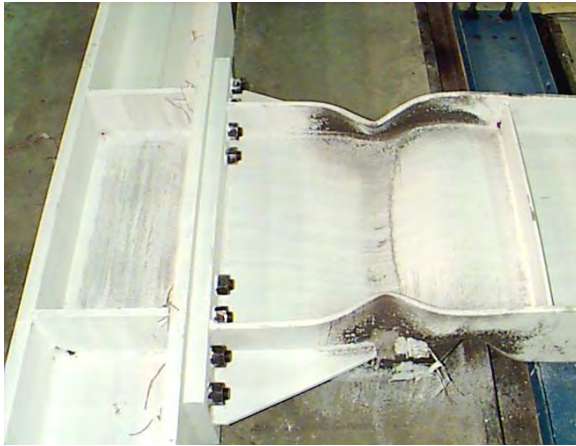


Figura 5-52 Conexión después de finalizada la prueba, se observa el pandeo en ambos patines de la viga. (Sumner et al. 2000).

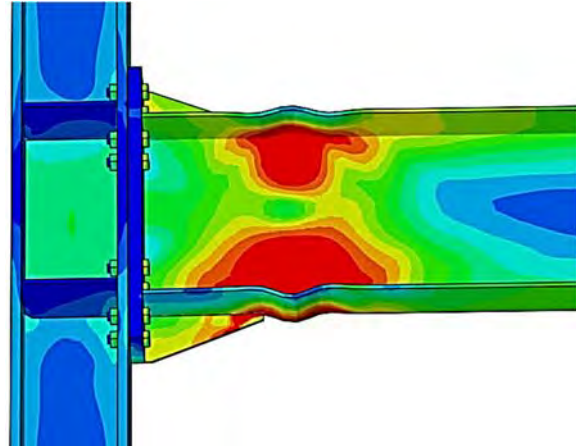


Figura 5-53 Modelo de elemento finito al concluir el análisis, se observa el pandeo de ambos patines de la viga como en el experimental.

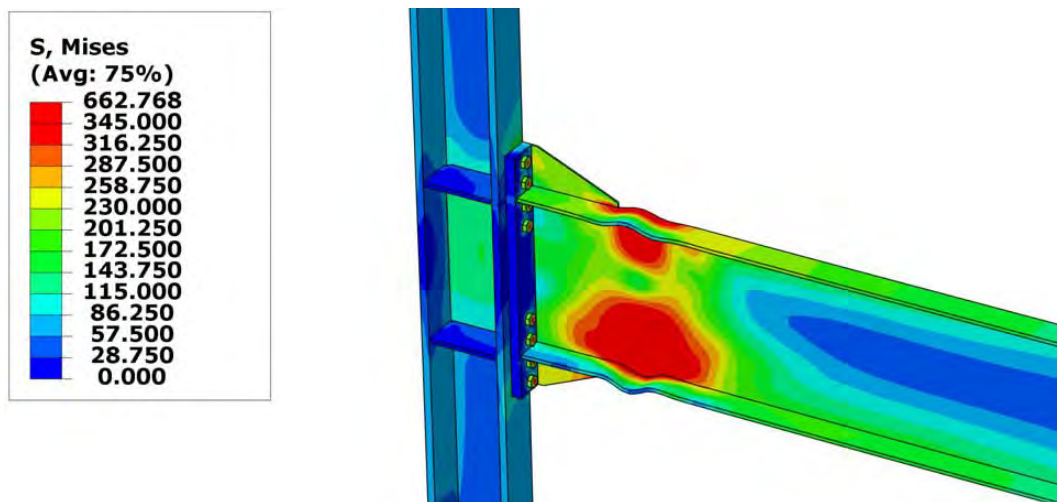


Figura 5-54 Conexión deformada vista en isométrico, se muestran los esfuerzos de Von Mises, en color rojo, se muestran las zonas que han alcanzado la fluencia.

5.9.14 Evolución de daño en la conexión

En la Figura 5-55 se indican los esfuerzos de Von Mises pico que alcanza cada elemento de la conexión, se puede notar como al finalizar el análisis solo dos elementos alcanzan la fluencia (los rigidizadores y la viga).

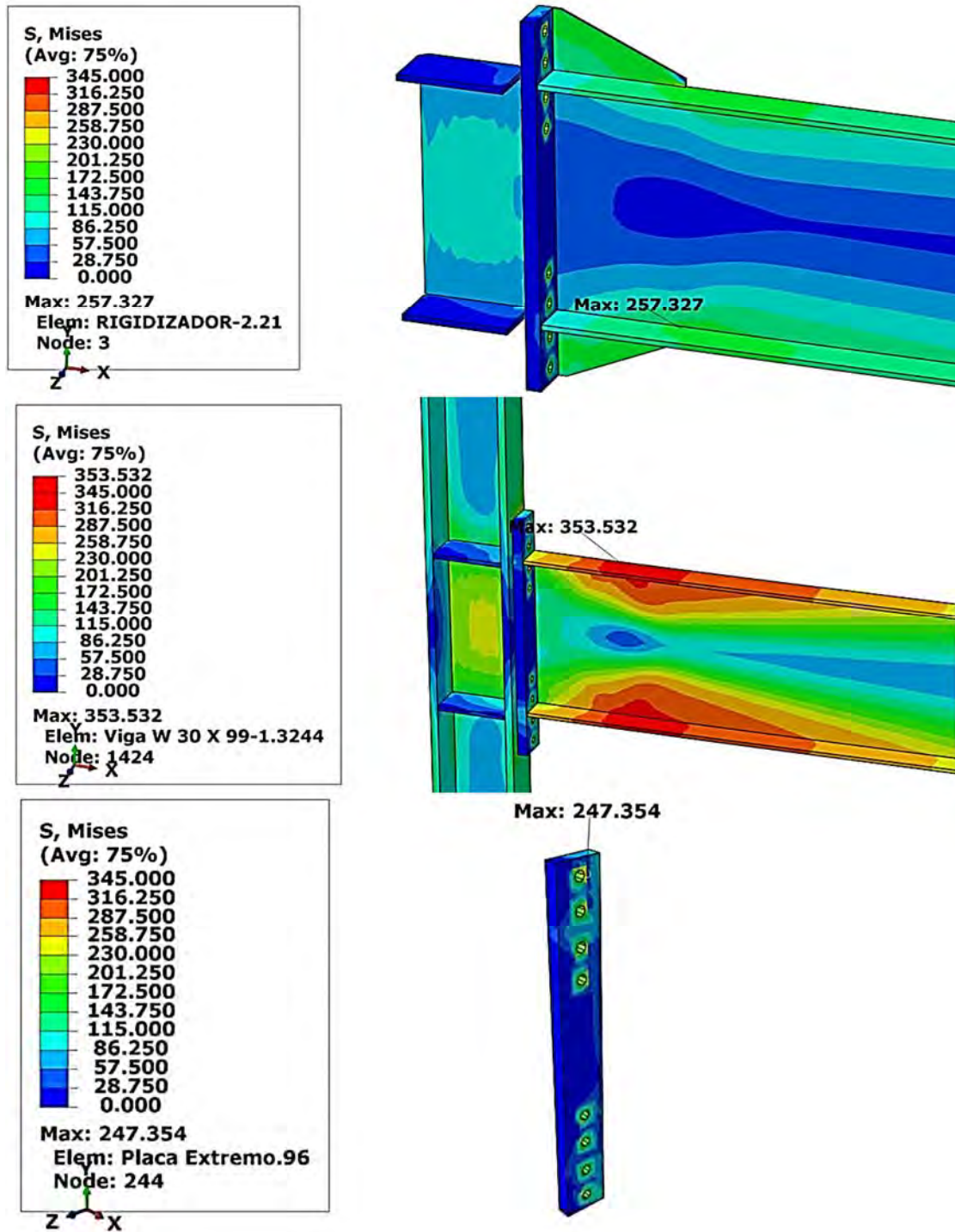


Figura 5-55 Esfuerzos máximos en cada elemento de la conexión.

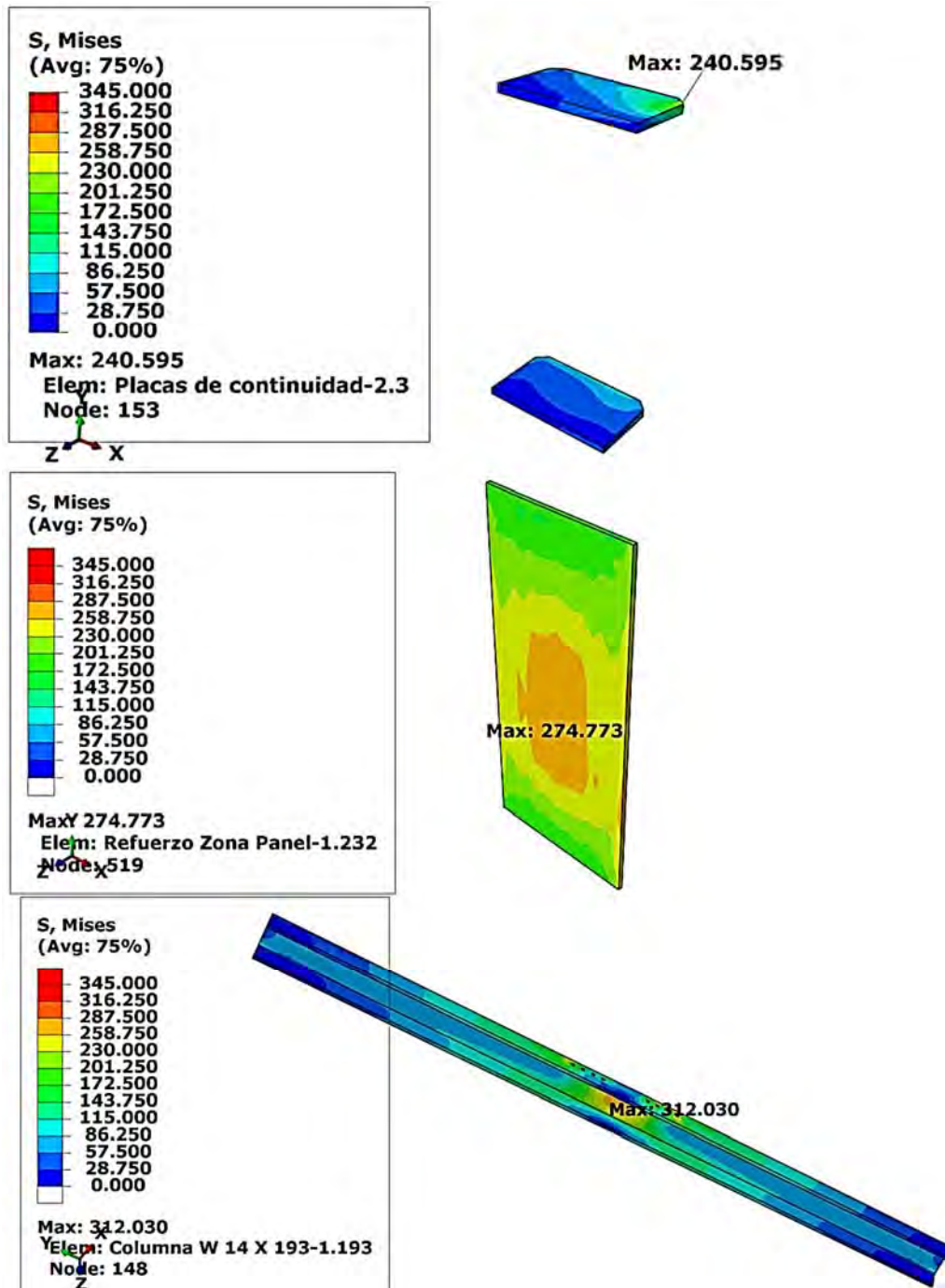


Figura 5-55 (Continuación) Esfuerzos máximos en cada elemento de la conexión.

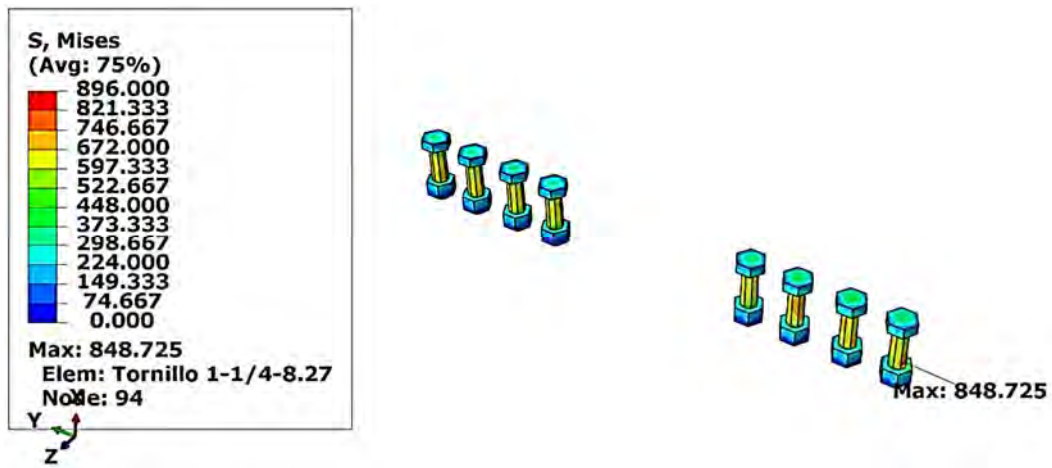


Figura 5-55 (Continuación) Esfuerzos máximos en cada elemento de la conexión.

En la Figura 5-56 se señalan dentro de la curva momento-distorsión el inicio de la fluencia de cada componente de la conexión, nótese que la degradación en la curva momento – distorsión se da ciclos después de que se presenta la fluencia de ambos elementos.

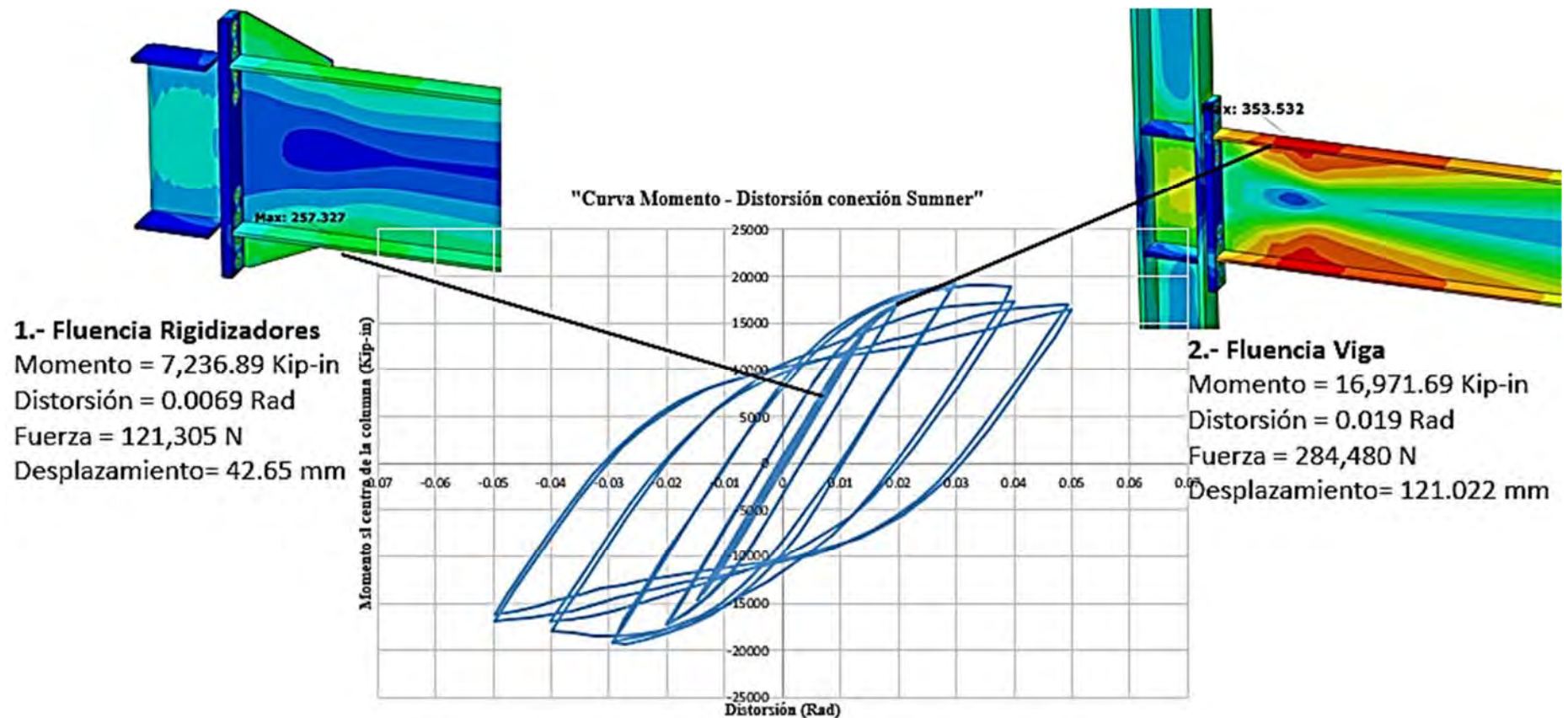


Figura 5-56 Inicio de la fluencia en la conexión.

5.9.15 Formación de articulaciones plásticas en la conexión

En el programa Abaqus, la variable de salida que muestra que zonas de la conexión han alcanzado su límite plástico, es PEEQ (deformación plástica equivalente), esta es una variable escalar usada para representar la deformación inelástica del material, si esta variable es mayor que cero, el material ha fluído, es decir, activando esta opción dentro del módulo de visualización, se muestra (en un color distinto al azul, que representa un valor de cero) en que parte de la conexión se forman las articulaciones plásticas. Como se observa en la Figura 5-57, las zonas sometidas a mayores esfuerzos como se esperaba son los patines superior e inferior de la viga, cumpliéndose así el principio de columna fuerte – viga débil, originándose las plastificaciones justo después de los rigidizadores de la placa extremo.

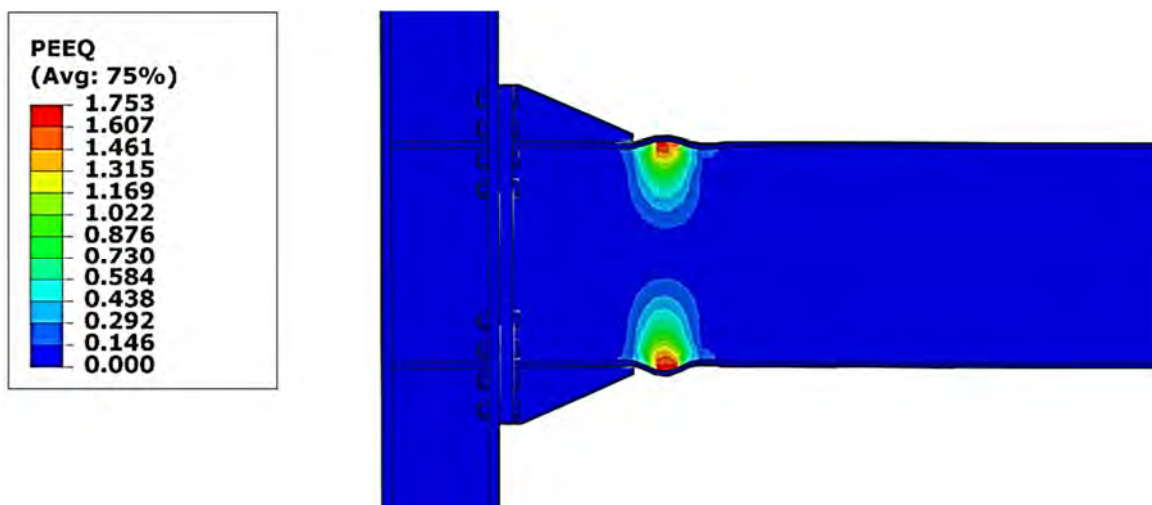


Figura 5-57 Formación de articulaciones plásticas en la viga, nótese como la presencia de los rigidizadores de la placa extremo ayudan a alejar estas plastificaciones de la cara de la columna.

5.9.16 Conclusiones del modelo de calibración

Se concluye que el modelo de elementos finitos en Abaqus representa de buena manera el comportamiento general de la conexión (i.e. rigidez, resistencias y disipación de energía) en particular durante los primeros ciclos. A partir de una distorsión aproximada de 0.04 radianes, la curva experimental presenta una degradación de resistencia, que no se reproduce de forma aceptable en el modelo debido al desarrollo de fracturas que no están implícitamente consideradas. Sin embargo, pese a que la predicción numérica con análisis de elementos finitos no empata para altas distorsiones de manera perfecta la respuesta que se reporta de la prueba experimental, se considera que al menos hasta una distorsión de 0.04 radianes (valor mínimo para definir la precalificación de una conexión) se tiene una buena aproximación. Asimismo, se observó que efectivamente el modelo de elementos finitos replica de manera satisfactoria la falla de la conexión, la cual se da a través del pandeo local de los patines de la viga. Los resultados de la calibración que se reportan en este artículo forman parte de un estudio integral en el que se evalúa el comportamiento de conexiones de acero comunes en la práctica local para su potencial evaluación como conexiones calificadas para su uso en marcos de acero dúctiles en zonas sísmicas.

5.10 Conexión de placa extremo atornillada a columna cruciforme

En nuestro país en épocas recientes han comenzado a emplearse columnas de sección cruciforme designadas IC (IMCA 2015), estas secciones son armadas por dos perfiles TR soldados a ambos lados del alma de un perfil IR tal como se aprecia en la Figura 5-58.

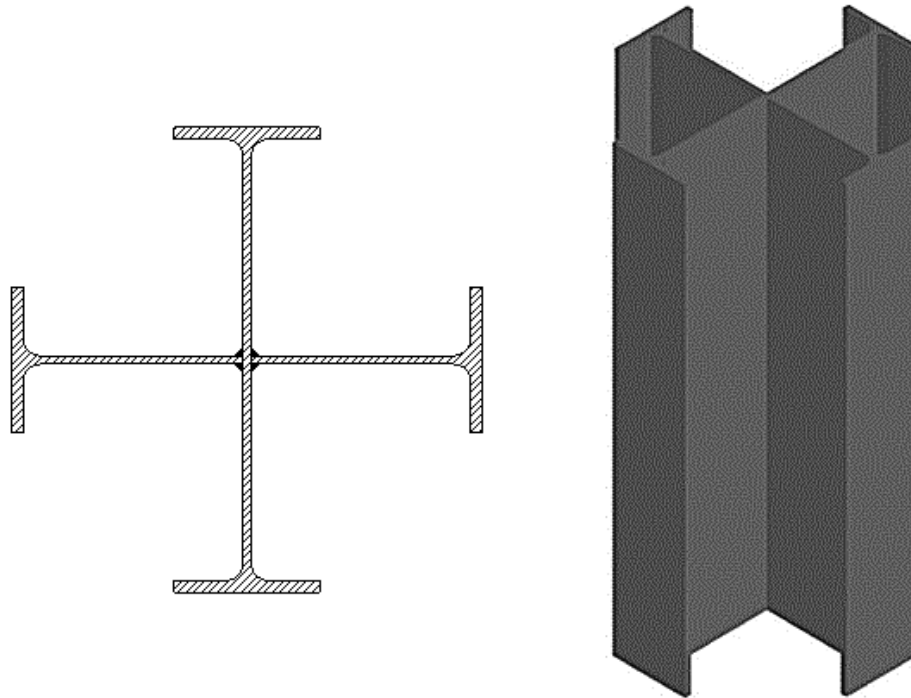


Figura 5-58 Sección típica de columna cruciforme

Este tipo de elementos ofrece principalmente tres aspectos favorables al emplearse como columnas:

- La resistencia a pandeo es igual en ambos ejes principales
- La rigidez lateral esta balanceada en ambas direcciones
- Facilitan las conexiones de las vigas que llegan a los cuatro patines de la columna
- Al ser secciones abiertas (a partir de ciertas dimensiones) permiten la colocación de los diafragmas con relativa facilidad (Perea Olvera y Mendoza Díaz 2012).

Una de las grandes ventajas que ofrece esta sección es precisamente la manera de conectar a ella las vigas, pues por sus cuatro costados, cuenta con patines, lo que facilita la tarea, teniendo un fácil acceso tanto para realizar las conexiones, como para rigidizar de manera interior la columna de ser necesario.

5.10.1 Estudios previos de conexiones rígidas para columnas cruciformes

Debido a que no es aún frecuente su uso (al menos en nuestro país) no se cuenta con mucha literatura disponible referente al estudio del comportamiento de diversos tipos de conexiones que potencialmente se podrían aplicar a este tipo de columnas, sin embargo, entre los estudios previos con relación a las columnas cruciformes puede citarse a Mirghaderi y Motallebi (2011) quienes estudian a través del método de elementos finitos en el programa Abaqus la influencia de los detalles de conexión en el comportamiento de las columnas cruciformes sujetos a desplazamientos laterales monotónicos y cíclicos. Estos autores sugieren además un nuevo patrón de cargas para transferir la fuerza cortante a la zona panel y como este patrón mejora el comportamiento de la columna cruciforme.

Se estudian tres especímenes mostrados en la Figura 5-59, el primero (a) sin placas de continuidad, el segundo si las incluye (b) y el tercero además de las placas de continuidad presenta una placa vertical inclinada “cerrando” el espacio entre patín y patín de la columna cruciforme (c)

El ensamble consiste en una columna cruciforme armada a partir de perfil W18X143 y vigas W10X88. El diseño de las conexiones se rige bajo la normativa sísmica del AISC (AISC 341-16 2016) y de las conexiones precalificadas (AISC 358-16 2016). Como se observa en la figura siguiente, la conexión evaluada es del tipo WUF-W.

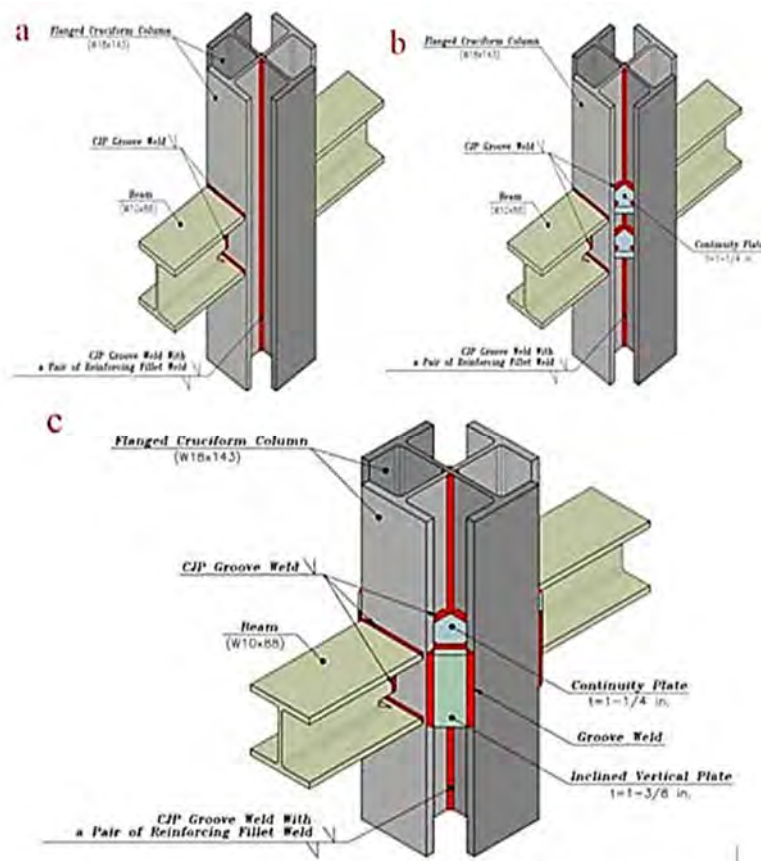


Figura 5-59 Especímenes de conexiones en columnas cruciformes evaluados por Mirghaderi y Motallebi (2011).

En el análisis realizado en Abaqus cuyo mallado se muestra en la Figura 5-60, para los especímenes a) y b) se aplica de manera monotónica carga axial a la columna, mientras que para el espécimen c se aplica además carga cíclica. Se considera además un comportamiento no lineal en el análisis, no toman en cuenta los agujeros de acceso para la soldadura, se representan las propiedades del material como tri-lineales y endurecimiento cinemático.

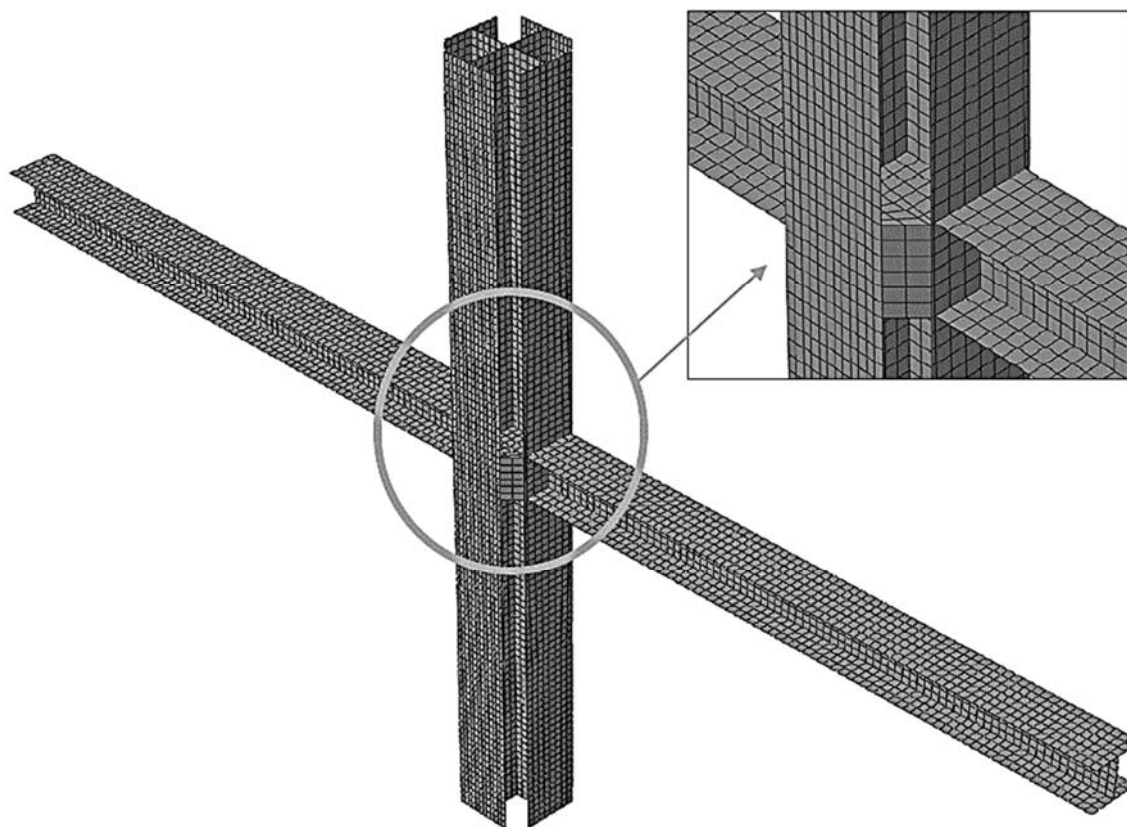


Figura 5-60 Modelo de elemento finito realizado por Mirghaderi y Motallebi (2011)

De su trabajo se puede destacar:

- Es necesario colocar placas de continuidad para que la capacidad a flexión considere las dos secciones W.
- Por su propia configuración, no es posible agregar a las columnas cruciformes placas para reforzar la zona panel, por lo tanto deben usarse otros patrones de transferencia. Por ello, se realiza la propuesta de colocar placas inclinadas “cerrando” la columna, concluyendo que este arreglo con conexión tipo WUF-W y el refuerzo mencionado para la zona panel, muestra un comportamiento inelástico estable al someterlo a cargas cíclicas (Figura 5-61).

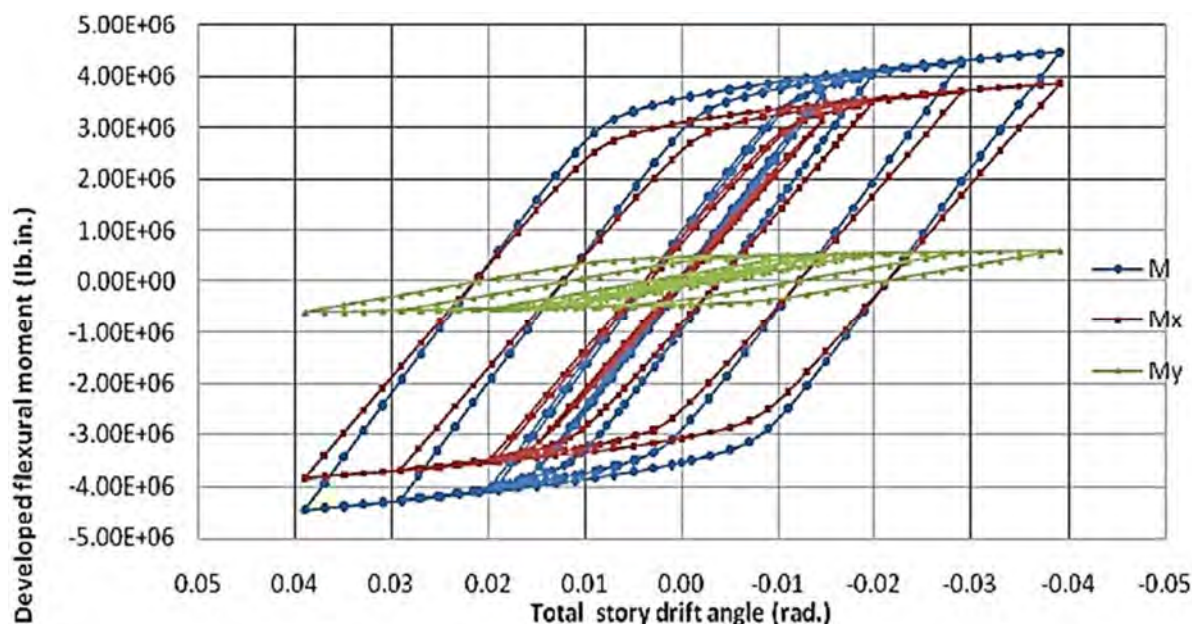


Figura 5-61 Curva momento-distorsión para el espécimen “c” ensayado por Mirghaderi y Motallebi (2011)

5.10.2 Modelado en elemento finito de conexión tipo placa extremo para columna de sección cruciforme

Aunque no de manera concreta con un apartado exclusivo para la columna de sección cruciforme, el documento de conexiones precalificadas del AISC (AISC 358-16 2016), indica en las secciones dedicadas a los tipos de conexión RBS, BEP, BFP, WUF-W, KBB, SidePlate y doble T, que siempre que la columna cruciforme empleada, se encuentre dentro de las limitaciones geométricas que se establecen para un perfil columna IR, esta conexión podrá emplearse sin problema, pues se ha inferido que su comportamiento será en esencia el mismo que el que presenta una columna IR. Así pues, los estudios en elementos finitos acerca de conexiones en columnas cruciformes se han enfocado más que en definir si precalifica o no, o definir los modos de falla de la conexión en otros aspectos tales como los esfuerzos en la zona de panel (Mirghaderi y Motallebi 2011).

Se asume entonces, que si la conexión de placa extremo atornillada precalifica para una sección IR, debiese precalificar también para una conexión con columna IC de similares dimensiones, surge pues el interés por corroborar esta premisa mediante un modelo de elemento finito. De las tres variantes de conexión precalificada, se considera emplear la conexión con placa extremo de ocho tornillos rigidizada, debido a que por su sencillez y buen desempeño comprobado es una de las opciones más comúnmente aplicadas en la práctica local; este tipo de conexión, de acuerdo a la nomenclatura estipulada en el capítulo I, se denominará como IR - PEA - P - IC.

En primer lugar se ha realizado un prediseño de la conexión señalada en la Figura 5-62 con base en la serie de documentos emitidos por el AISC: normas sísmicas (AISC 341-16, 2016), conexiones precalificadas (AISC 358-16 2016) y especificaciones (AISC 360-16 2016), dicho prediseño se muestra en el apéndice A. Posteriormente, se realiza un modelo de elemento finito,

siguiendo el mismo proceso comentado en el modelo de calibración con los ajustes necesarios que se comentan a lo largo del desarrollo de este capítulo, para de igual manera evaluar el comportamiento y definir si esta conexión para tal perfil IC califica o no para su uso en marcos dúctiles tipo SMF.

5.10.3 Configuración de la conexión placa extremo atornillada a columna cruciforme

Al no existir una prueba experimental para comparar la configuración a modelar, (como si se tiene para el modelo de calibración) para este modelo, se considera una conexión ubicada en un extremo del marco como se observa en la Figura 5-62. Así pues, la conexión se modela a manera de “T”, articulando los extremos de la columna y aplicando los desplazamientos en el extremo libre de la viga como en el modelo de calibración. Las dimensiones de estos elementos se obtienen del análisis mostrado en el apéndice A: Diseño de conexión placa extremo atornillada.

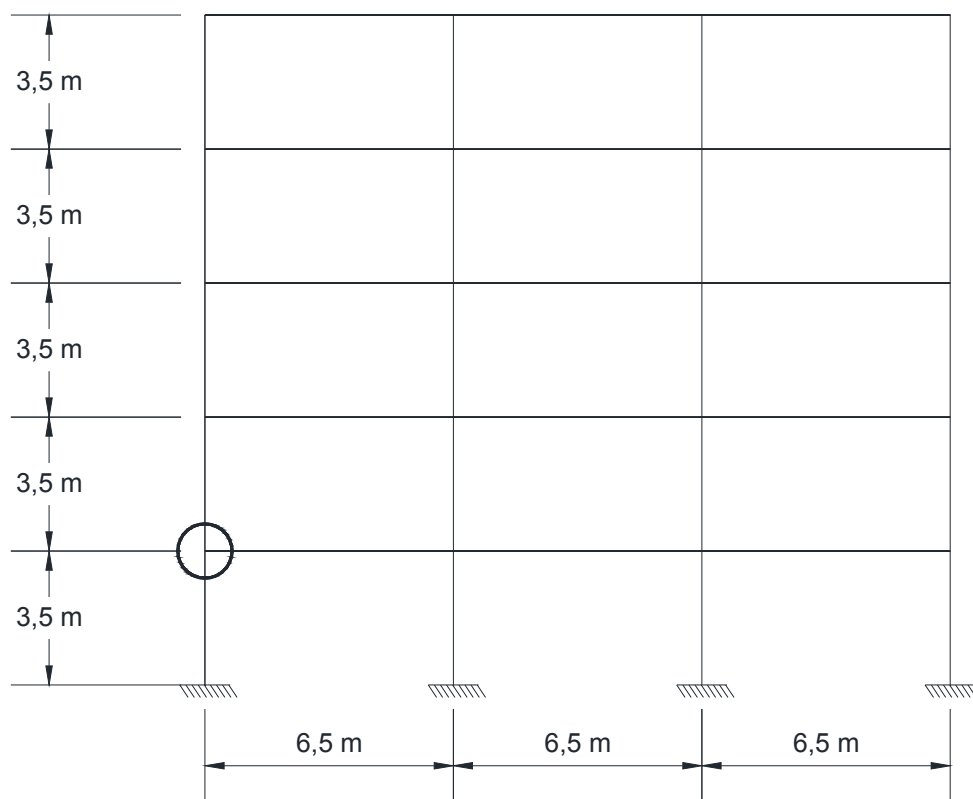


Figura 5-62 Posición de la conexión a evaluar en modelo de conexión placa extremo a columna cruciforme.

En el diseño de la conexión se ha procurado dimensionar los elementos de acuerdo a los requerimientos del documento de conexiones precalificadas (AISC 358-16 2016), de tal suerte que si bien algunos elementos pueden parecer sobrados por capacidad, son los perfiles que cumplen con las dimensiones mínimas indicadas. Estos parámetros límites se muestran en la Tabla 5-12, en tanto la conexión de placa extremo aparece en la Figura 5-63.

Tabla 5-12 Parámetros límite en conexiones de placa extremo atornillada. Adaptada de (AISC 358-16 2016)

| Límites paramétricos en precalificación | | | | | | |
|---|--------------------------------|----------------|------------------------------|----------------|------------------------------|----------------|
| | 4 Tornillos sin rigidizar (4E) | | 4 Tornillos rigidizada (4ES) | | 8 Tornillos rigidizada (8ES) | |
| Parámetro | Máximo mm (in) | Mínimo mm (in) | Máximo mm (in) | Mínimo mm (in) | Máximo mm (in) | Mínimo mm (in) |
| t_{bf} | 19 (3/4) | 10 (3/8) | 19 (3/4) | 10 (3/8) | 25 (1) | 14 (9/16) |
| b_{bf} | 235 (9 - 1/4) | 152 (6) | 229 (9) | 152 (6) | 311 (12 - 1/4) | 190 (7 - 1/2) |
| d | 1400 (55) | 349 (13 - 3/4) | 610 (24) | 349 (13 - 3/4) | 914 (36) | 457 (18) |
| t_p | 57 (2 - 1/4) | 13 (1/2) | 38 (1 - 1/2) | 13 (1/2) | 64 (2 - 1/2) | 19 (3/4) |
| b_p | 273 (10 - 3/4) | 178 (7) | 273 (10 - 3/4) | 178 (7) | 381 (15) | 229 (9) |
| g | 152 (6) | 102 (4) | 152 (6) | 83 (3 - 1/4) | 152 (6) | 127 (5) |
| p_{fi}, p_{fo} | 114 (4 - 1/2) | 38 (1 - 1/2) | 140 (5 - 1/2) | 44 (1 - 3/4) | 51 (2) | 41 (1 - 5/8) |
| p_b | - | - | - | - | 95 (3 - 3/4) | 89 (3 - 1/2) |

b_{bf} = Ancho de patín de viga, mm (in)
 b_p = Ancho de placa extremo, mm (in)
 d = Peralte de la viga conectada, mm (in)
 g = Distancia horizontal entre tornillos, mm (in)
 p_b = Distancia vertical entre fila interior y exterior de tornillos en conexión tipo 8ES, mm (in)
 p_{fi} = Distancia vertical del interior del patín de la viga en tensión a la fila interior de tornillos más cercana, mm (in)
 p_{fo} = Distancia vertical del exterior del patín de la viga en tensión a la fila exterior de tornillos más cercana, mm (in)
 t_{bf} = Espesor de patín de viga, mm (in)
 t_p = Espesor de placa extremo, mm (in)

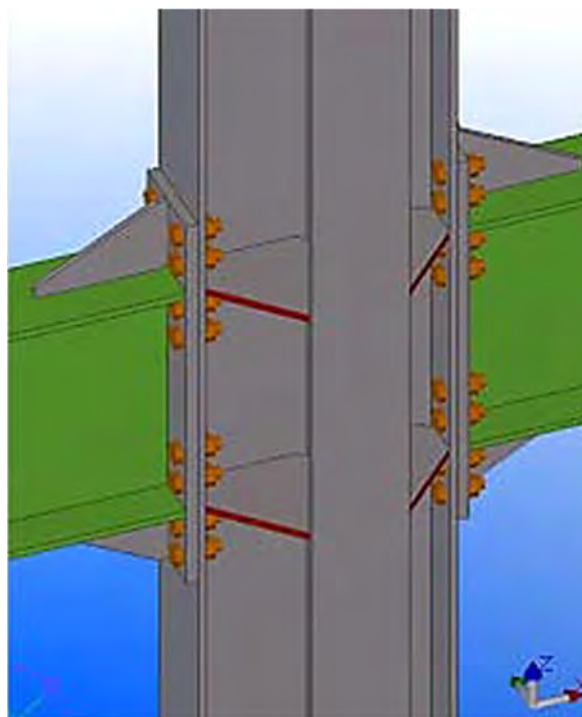


Figura 5-63 Geometría de la conexión diseñada.

5.10.4 Propiedades en modelo de conexión placa extremo a columna cruciforme

Para este modelo se consideran todos los elementos como de acero tipo A572 – Grado 50, a excepción de los rigidizadores de la placa extremo que se consideran en acero A-36. Con respecto a los tornillos, estos se especifican en el diseño como tipo A-490. En cuanto a las propiedades de los materiales, en vista de los buenos resultados obtenidos del modelo de calibración, el cual emplea los parámetros de endurecimiento plástico de Chaboche, se aplican los mismos valores para este modelo (Tabla 5-3).

5.10.5 Consideraciones en el modelado de la conexión IR - PEA - P – IC

Este es un modelo simétrico (visto en planta), por ello se modela únicamente la mitad como se observa en la Figura 5-64 para reducir el costo computacional empleando elementos sólidos de integración reducida con nomenclatura C3D8R.

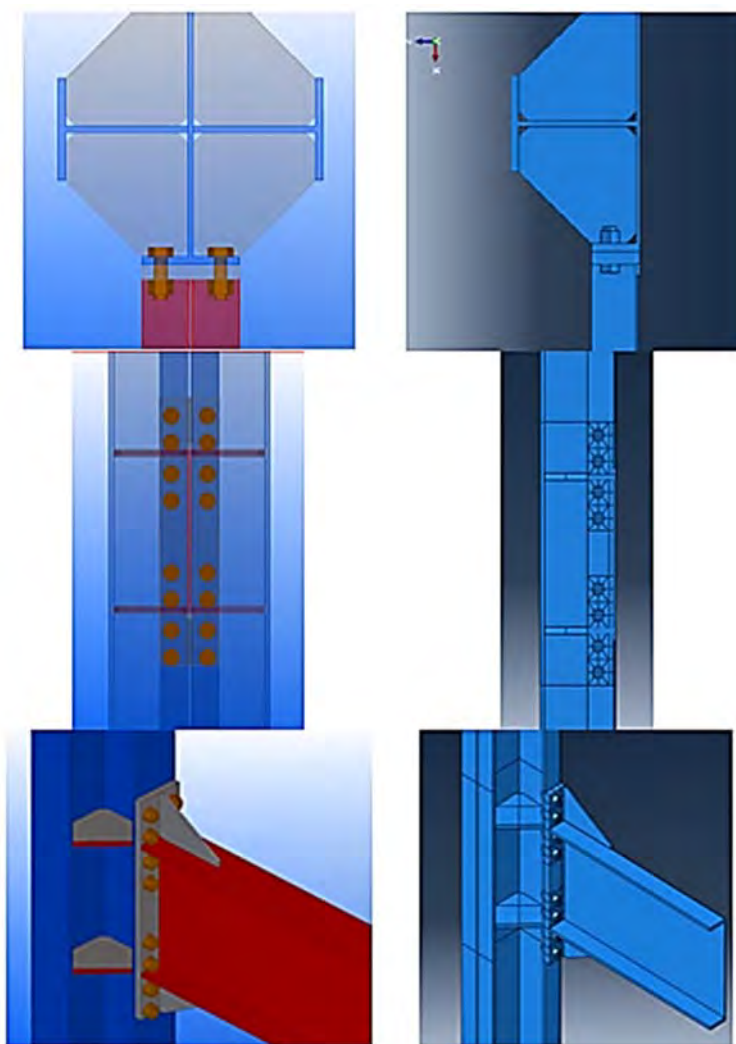


Figura 5-64 Conexión con placa extremo, a la izquierda ensamble completo modelado en Tekla, a la derecha, media conexión modelada en Abaqus.

5.10.6 Ensamblajes en modelo de conexión placa extremo a columna cruciforme

Una vez creadas las partes, definidos y asignados los materiales correspondientes, se unen todos los componentes dentro del módulo *assembly*, se muestra como se ha modelado únicamente la mitad del conjunto debido a la simetría de este (Figura 5-65).

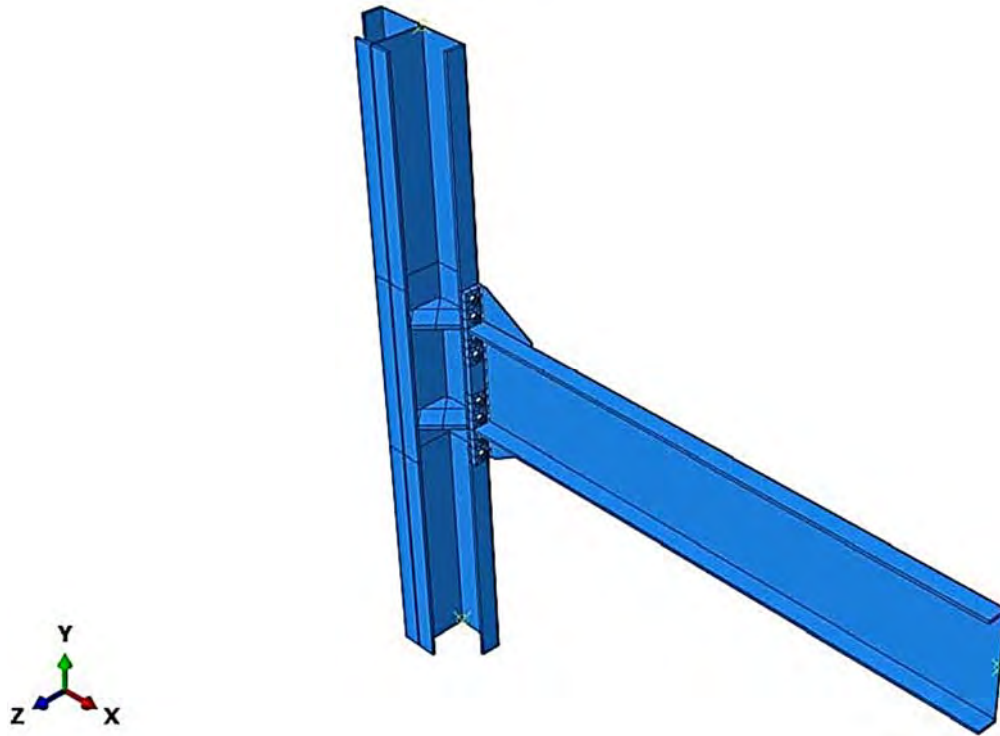


Figura 5-65 Ensamble de conexión placa extremo atornillada para columna cruciforme.

5.10.7 Interacciones en modelo de conexión placa extremo a columna cruciforme

A excepción de la columna, los componentes de esta conexión son exactamente los mismos que los mostrados en el modelo de calibración, por ende, las interacciones son las mismas:

- Tipo *tie* para uniones soldadas
- Tipo *friction* para contacto entre partes no soldadas
- Tipo *frictionless* para la unión vástago – barreno

5.10.8 Pasos de análisis en modelo de conexión placa extremo a columna cruciforme

Existen al igual que en el modelo anterior dos pasos, en el primero se aplica la fuerza de pretensión de la tornillería y en el segundo se asigna el protocolo de desplazamientos cíclicos (SAC Steel Project 1997). La duración de cada uno de ellos es: para pretensar los tornillos, 1 paso, en tanto que para los desplazamientos, para aplicar el protocolo completo (que se lleva a una distorsión de 0.06 radianes) distribuidos en 1528 pasos.

5.10.9 Cargas en el modelo en modelo de conexión placa extremo a columna cruciforme

Únicamente se aplica un tipo de fuerza a este modelo, esta es la de pretensión en los tornillos, estos tienen un diámetro de 1 ¼ pulgadas, por tanto, le corresponde una fuerza de pretensión de 453,719 Newtons, mostrado en la Tabla 5-6 y en la Figura 5-66.

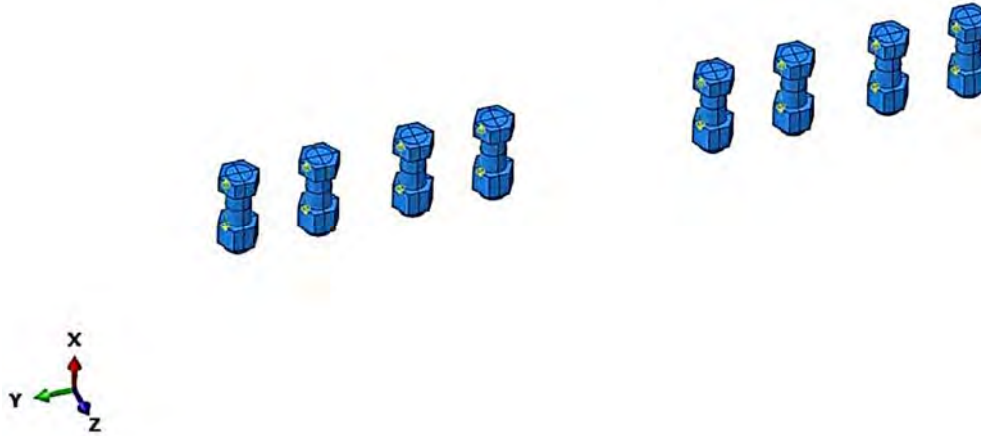


Figura 5-66 Fuerzas de pretensión en los tornillos de la conexión placa extremo atornillada a columna IC.

5.10.10 Protocolo de desplazamiento en modelo de conexión placa extremo a columna cruciforme

El protocolo de desplazamientos a aplicar en este caso sigue siendo el estipulado por el SAC (SAC Steel Project 1997). Estos desplazamientos serán de valores distintos al modelo de calibración, debido a que la longitud del elemento viga aquí considerada es distinta (Tabla 5-13). Los desplazamientos cíclicos a asignar se muestran en la Tabla 5-14.

Tabla 5-13 Geometría de los componentes de la conexión con placa extremo atornillada a columna cruciforme

| Elemento | Geometría |
|-------------------------------------|-----------------------------------|
| Columna | IC 24 X 152 (Longitud = 3,000 mm) |
| Viga | W 24 X 76 (Longitud = 3,250 mm) |
| Placa extremo | Placa de 31.75 mm (1 ¼") |
| Rigidizadores para placa extremo | Placa de 15.875 mm (5/8") |
| Placas de continuidad en la columna | Placa de 25.40 mm (1") |
| Tornillos | Diámetro de 31.75 mm (1 ¼") |

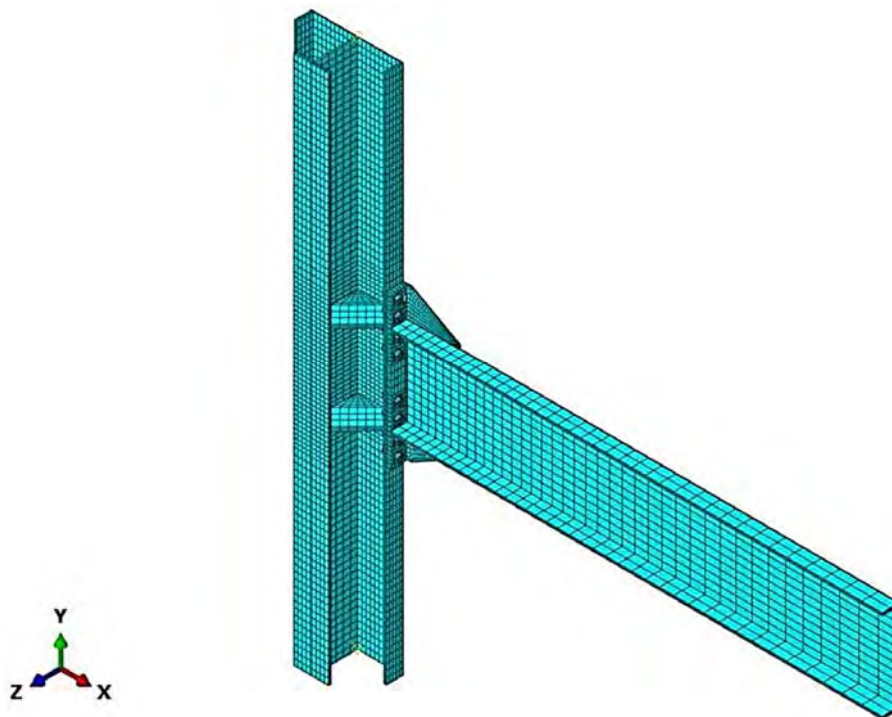
El procedimiento para asignar esta serie de desplazamientos cíclicos es el mismo que se comentó en el capítulo anterior, esto es imponiendo en el extremo libre de la viga un desplazamiento unitario y ligarlo a una tabla de amplitud donde se defina este protocolo.

Tabla 5-14 Desplazamientos requeridos en la viga para la conexión a columna cruciforme.

| Paso | Ángulo de distorsión θ (Radianes) | Desplazamiento (mm) | Número de ciclos de carga |
|---------|---|---------------------|------------------------------|
| 1 | 0.00375 | 12.188 | 6 |
| 2 | 0.005 | 16.250 | 6 |
| 3 | 0.0075 | 24.375 | 6 |
| 4 | 0.01 | 32.500 | 4 |
| 5 | 0.015 | 48.750 | 2 |
| 6 | 0.02 | 65.000 | 2 |
| 7 | 0.03 | 97.500 | 2 |
| 8 y más | Continuar con incrementos de θ de 0.01 y realizar 2 ciclos por cada paso | | |
| 8 | 0.04 | 130.000 | 2 |
| 9 | 0.05 | 162.500 | 2 |
| 10 | 0.06 | 195.000 | 2 |

5.10.11 Mallado en modelo de conexión placa extremo a columna cruciforme

El mallado final de esta conexión consta de 13,683 elementos y 23,668 nodos mostrado en la Figura 5-67. Además, en la Figura 5-68, se presentan al lado izquierdo el ensamble y al lado derecho los esfuerzos de Von Mises, en color rojo aparecen las zonas que han alcanzado su límite de fluencia.

**Figura 5-67 Mallado de conexión para columna cruciforme.**

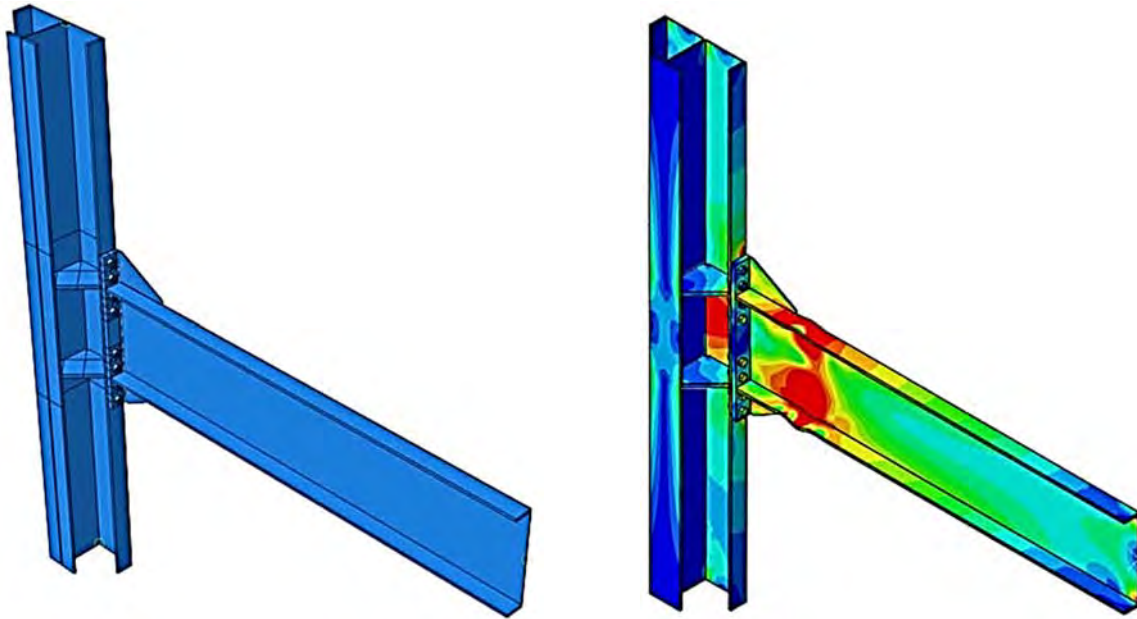


Figura 5-68 Ensamble de la conexión de placa extremo atornillada, a la derecha vista deformada de la conexión.

De la Figura 5-69 y la Figura 5-70 se obtienen los valores teóricos esperados de acuerdo al modelo de elemento finito que podría alcanzar esta conexión, siendo los siguientes:

Fuerza: 517,482 N

Desplazamiento: 188.9 mm

Momento: 16,373.86 Kip-in

"Curva Fuerza - Desplazamiento conexión columna cruciforme"

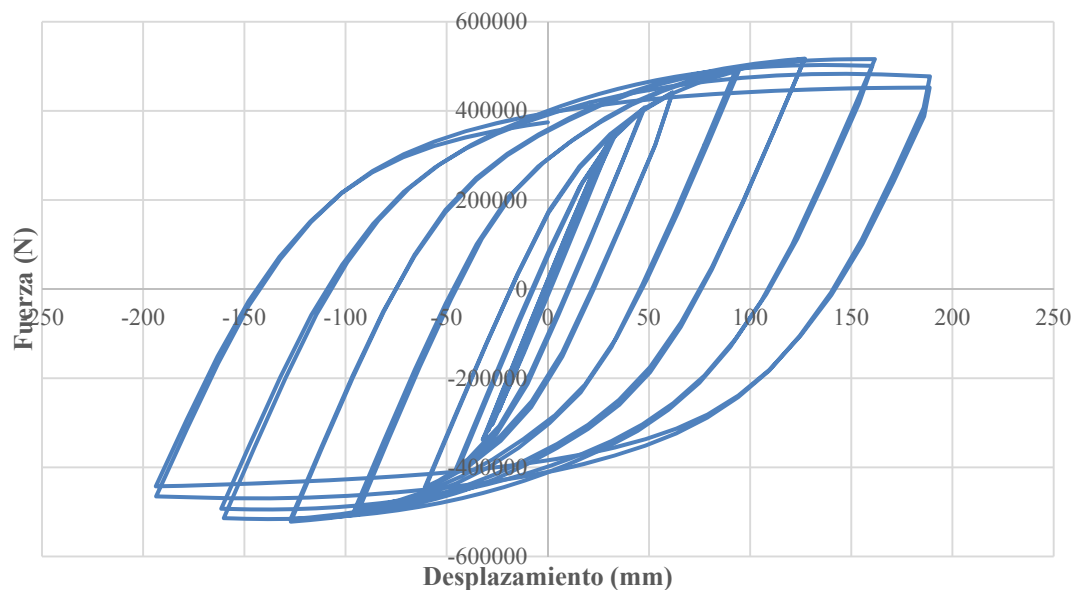


Figura 5-69 Curva fuerza - desplazamiento para la conexión en columna cruciforme.

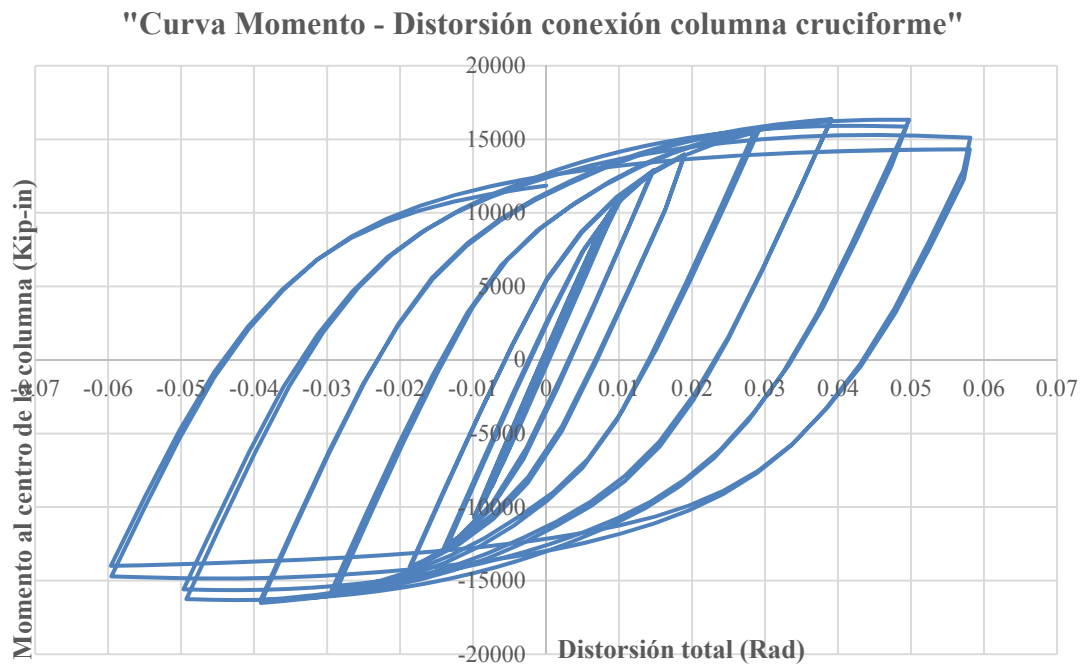


Figura 5-70 Curva momento - distorsión para la conexión en columna cruciforme.

De acuerdo a los resultados obtenidos, esta conexión de placa extremo aplicada a una columna cruciforme sin ningún problema calificaría como parte de un sistema tipo SMF pues al 4% de distorsión alcanza una resistencia normalizada con la viga de 1.6 veces, el doble del mínimo requerido para precalificar (Figura 5-71).

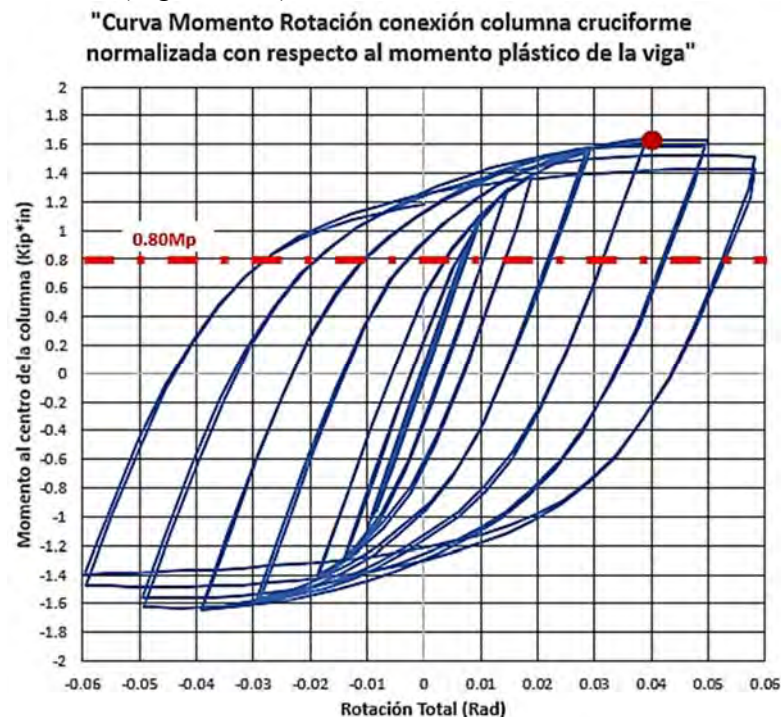


Figura 5-71 Curva momento – distorsión normalizada.

En la Figura 5-72 se muestra el estado de esfuerzos del ensamble una vez finalizado el análisis, marcando en color rojo aquellas zonas que han alcanzado la fluencia. Uno de los principales objetivos de este tipo de análisis es ubicar las articulaciones plásticas, que se espera se formen en la viga y se indican en la Figura 5-73.

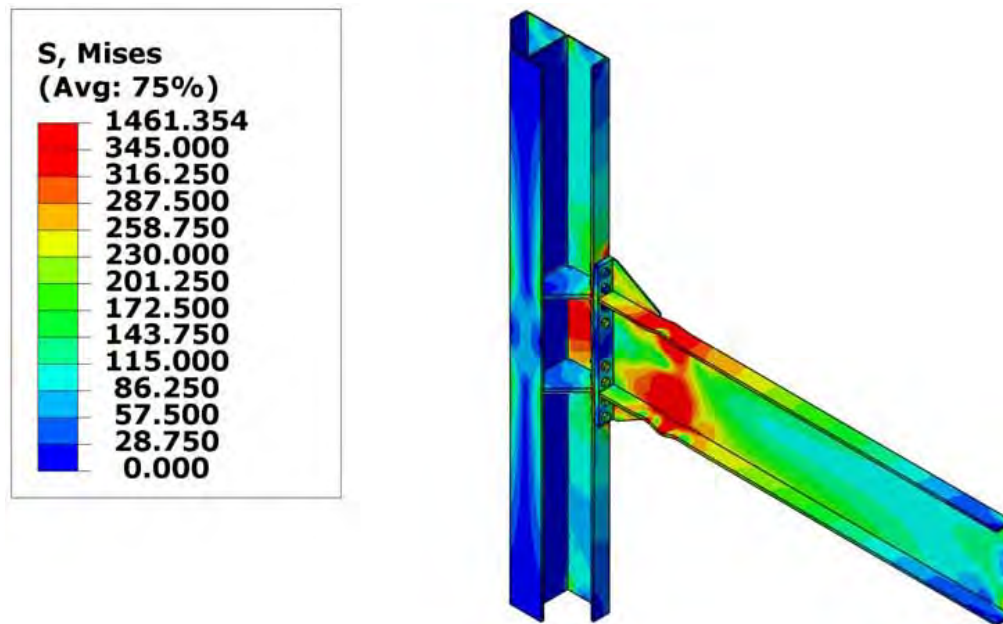


Figura 5-72 Estado de esfuerzos en la conexión con placa extremo para columna cruciforme.

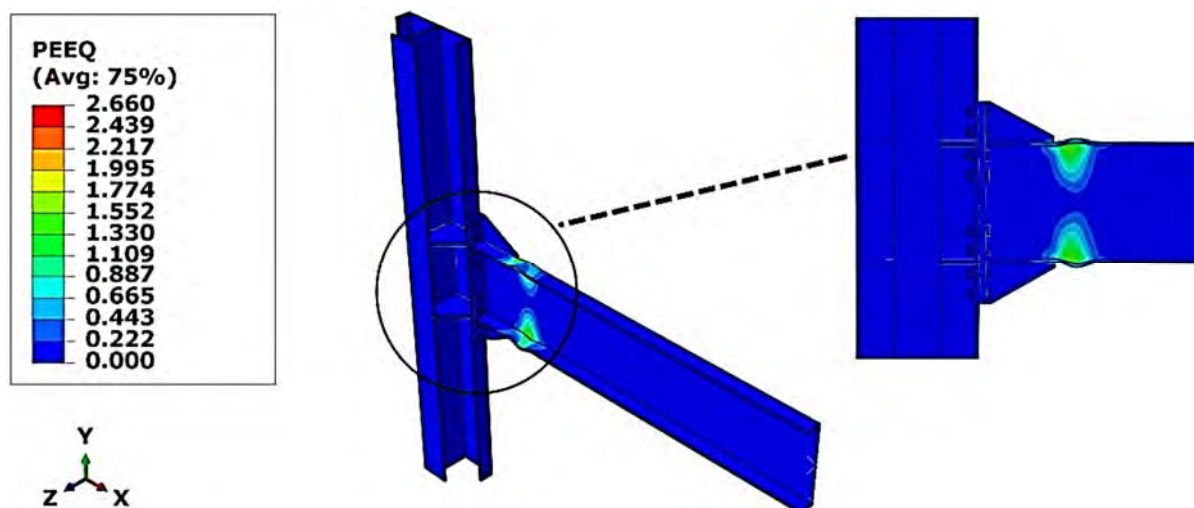


Figura 5-73 Formación de articulaciones plásticas en la viga.

En la Figura 5-74 se muestran los esfuerzos máximos que alcanza cada elemento de la conexión,

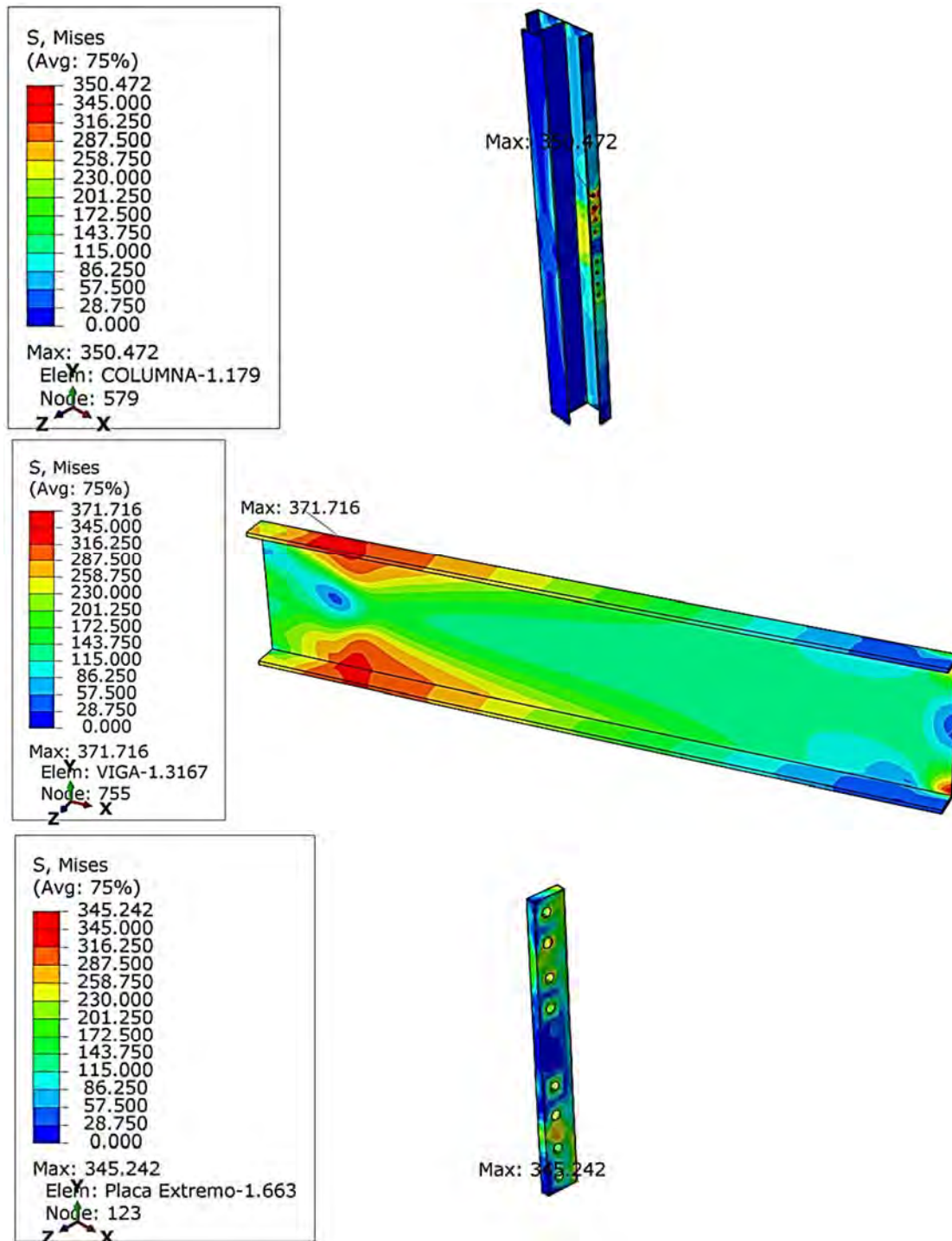


Figura 5-74 Esfuerzos máximos en cada componente de la conexión para la columna cruciforme.

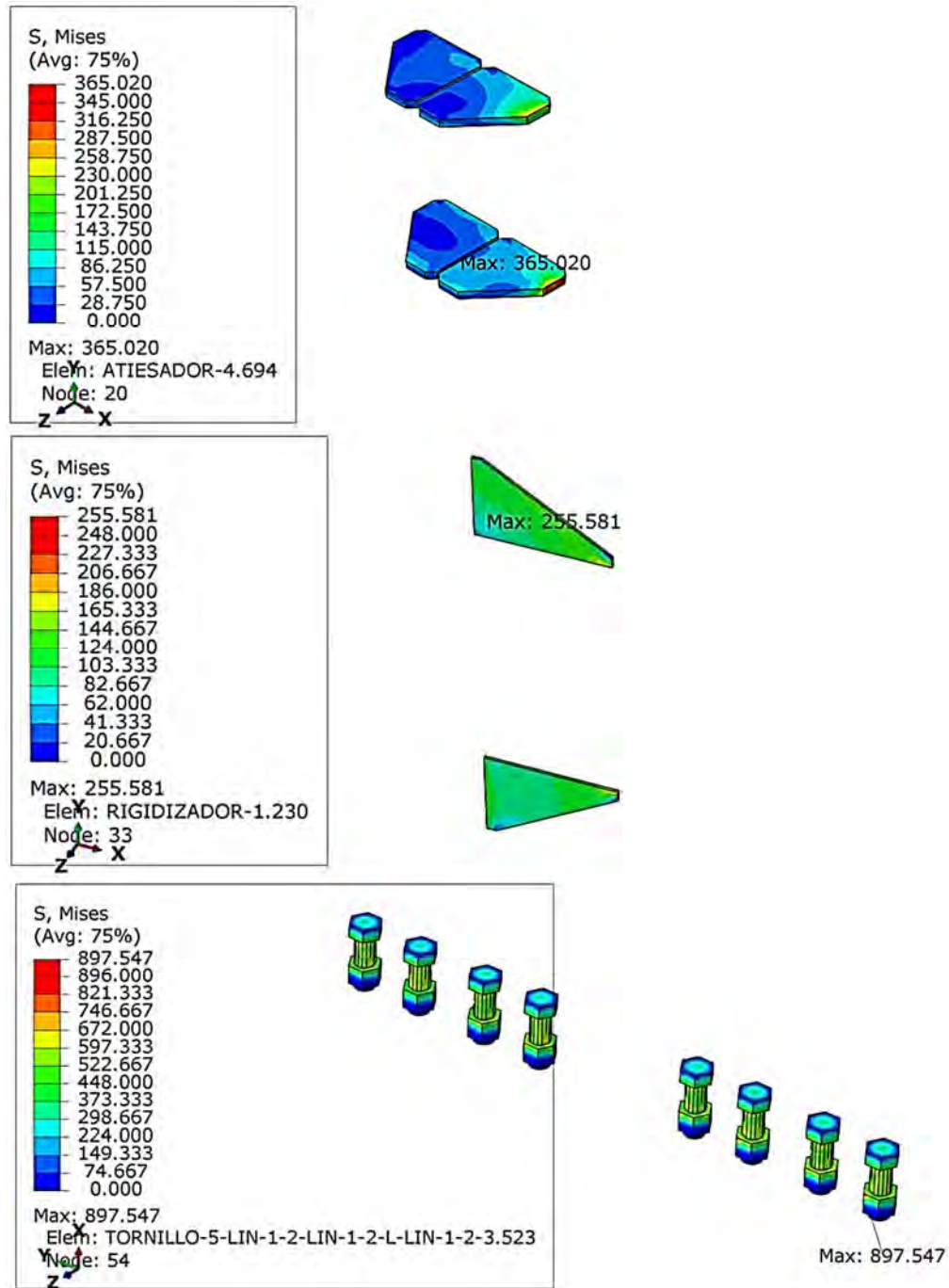


Figura 5-74 (Continuación) Esfuerzos máximos en cada componente de la conexión para la columna cruciforme.

En la Figura 5-75 se señala dentro de la curva histerética en qué punto del análisis se inicia la fluencia de cada componente de la conexión.

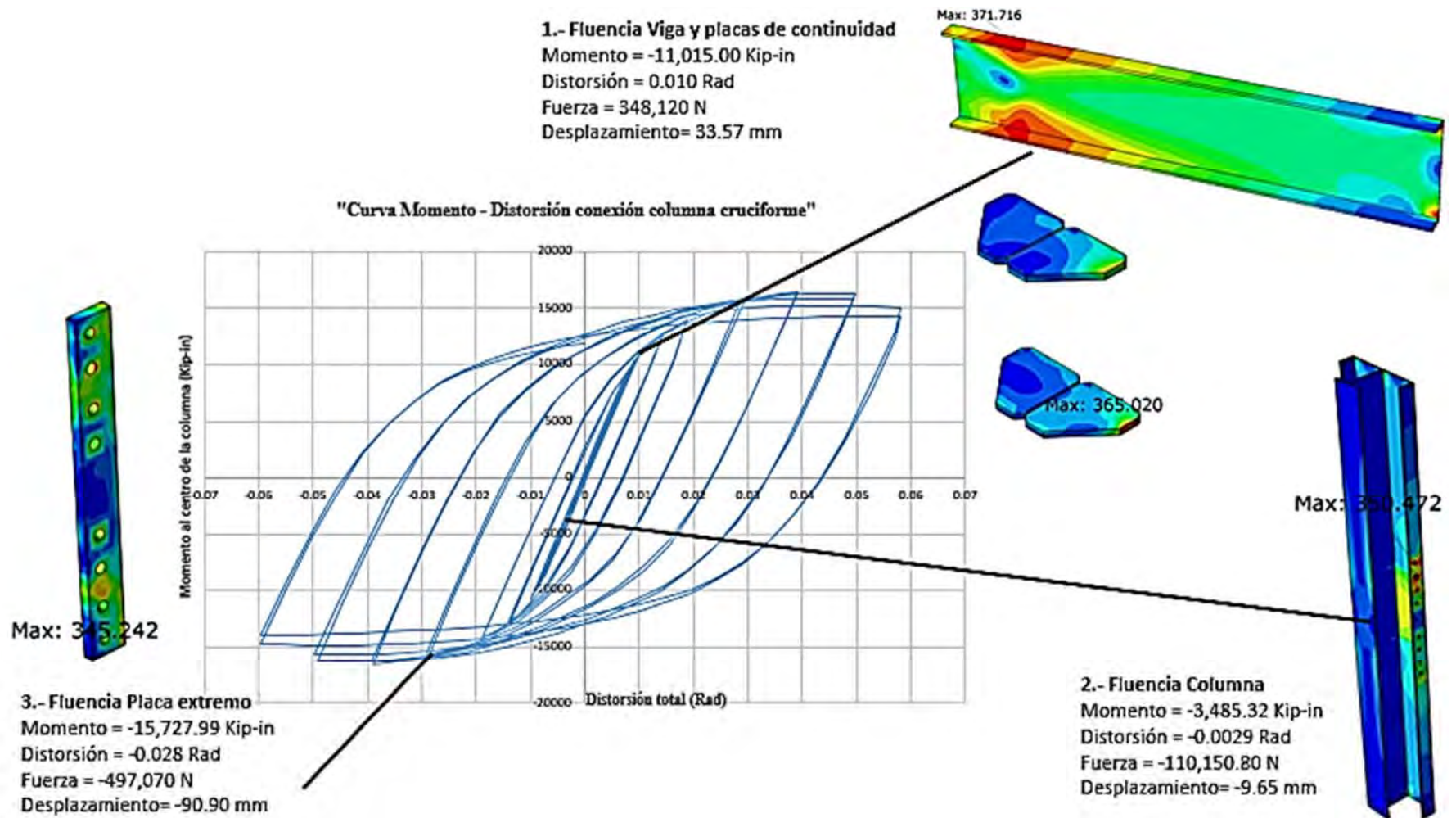


Figura 5-75 Origen de la fluencia en la conexión para columna cruciforme.

5.10.12 Conclusiones del modelo de conexión placa extremo a columna cruciforme

Como se aprecia en la Figura 5-71, esta conexión en teoría es altamente dúctil, alcanzando un valor de momento igual a 1.6 veces el momento plástico de la viga, el doble del mínimo requerido por el AISC ($0.80 \cdot M_p$); si se considerase como válido este resultado, la conexión planteada sin ningún problema alcanza el grado como conexión precalificada debido a su alta ductilidad (AISC 341-16 2016). Sin embargo, es necesario realizar algunas precisiones con relación a los resultados obtenidos: Pese a obtener valores favorables del programa Abaqus, con los cuales, la conexión precalificaría bajo los criterios del AISC, es definitivamente necesario realizar la prueba experimental para esta conexión, de modo que puedan evaluarse con mayores argumentos estos resultados obtenidos mediante el MEF, pues estos son una aproximación, mas no datos definitorios.

5.11 Columna cajón con conexión con cubreplacas completamente soldadas

El modelo enseguida mostrado, corresponde al uso de la columna cajón, sección que se encuentra con más frecuencia en nuestro país, en específico en la construcción de edificios. Como se comentó previamente, esta sección es quizás la idónea con fines de conectar a momento a través de ambos ejes como se acostumbra en México, debido a que a diferencia de las secciones IR, en estas secciones no existe un eje débil, debido a su geometría se tiene igual resistencia por ambos ejes, hecho que favorece y justifica su amplio uso, aventajándolo sobre los perfiles circulares, los cuales, si bien poseen la misma ventaja en cuanto a la misma resistencia independientemente de su orientación, siempre será más cómodo para quien fabrica y monta estructura metálica conectar a una cara recta como en las columnas cajón o perfiles tubulares rectangulares que a una superficie curvada como en las columnas circulares.

Pese a ser la sección cajón la columna de mayor uso en nuestro país, esta se encuentra fuera de norma, dado que en nuestro país no existe actualmente una normativa dirigida a las conexiones, recurriéndose usualmente a la normativa norteamericana [(AISC 341-16 2016) y (AISC 358-16 2016)], sin embargo, en el documento de conexiones precalificadas, dados los criterios de estructuración seguidos en Estados Unidos, se consideran únicamente como columnas perfiles de sección IR, existiendo solo una conexión precalificada concebida para su aplicación en perfiles tubulares cuadrados (PTE o HSS), sin embargo, debido a que esta conexión ConXtech ConXL es de patente, el emplearla eleva los costos, siendo poco usual encontrarla en México, donde en lugar de esta conexión, la solución más socorrida suele ser conectar las vigas soldando directamente sus patines a la cara de la columna y una placa de cortante soldada a la cara de la columna y atornillada al alma de la viga como se muestra en la Figura 5-76 siendo esta una tropicalización de la conexión tipo WUF con la salvedad que en la práctica local usualmente se ignoran los agujeros en el alma de la viga cerca de los patines para evitar concentraciones de esfuerzos, o si se realizan no siempre se suelen respetar las dimensiones y tipo de ranuras especificadas. La segunda opción más común es conectar a través de cubreplacas soldadas a los patines de la viga y una placa de cortante soldada a la cara de la columna y atornillada o soldada al alma de la viga como se aprecia en la Figura 5-77.



Figura 5-76 Conexión con patines soldados directamente a columna y placa de cortante atornillada al alma de la viga.



Figura 5-77 Conexión a columna cajón mediante cubreplacas soldadas a los patines de la viga, así como la placa de cortante también se suelda al alma de la viga.

El caso mostrado en la Figura 5-77, corresponde a un prototipo de conexión que está en miras de ser ensayada en el presente año, cuyo diseño fue realizado por el M.I. Hiram Jesús de la Cruz (Cruz 2017); se pretende elaborar un modelo de elemento finito de esta conexión con el objetivo de realizar una predicción de cómo se comportará este espécimen al ser ensayado en laboratorio.

Las columnas cajón al ser secciones cerradas, como se comentó en el capítulo dos, dificultan el rigidizarlas interiormente; resulta común en la práctica profesional de nuestro país que los planos de ingeniería básica no contengan detalles acerca de cómo resolver esta cuestión, dejando a criterio y juicio del fabricante la colocación de diagramas interiores en este tipo de columnas.

Una de las opciones más comunes, como se mencionó previamente se ilustra en la Figura 5-78, la secuencia en ella mostrada es la siguiente (a) formar una sección "U" con tres caras de la columna, (b) posicionar los diafragmas y soldar con filete a ambos lados de los mismos con el interior de la columna de la "U" previamente formada (c) colocar la tapa de la columna cajón previamente ranurada soldando con filete exterior para cerrar la columna, (d) en cuanto a la unión de la columna con los rigidizadores, se suele ranurar la placa tapa y rellenar con soldadura estas aberturas para garantizar que trabajen columna y diafragmas como un solo cuerpo.

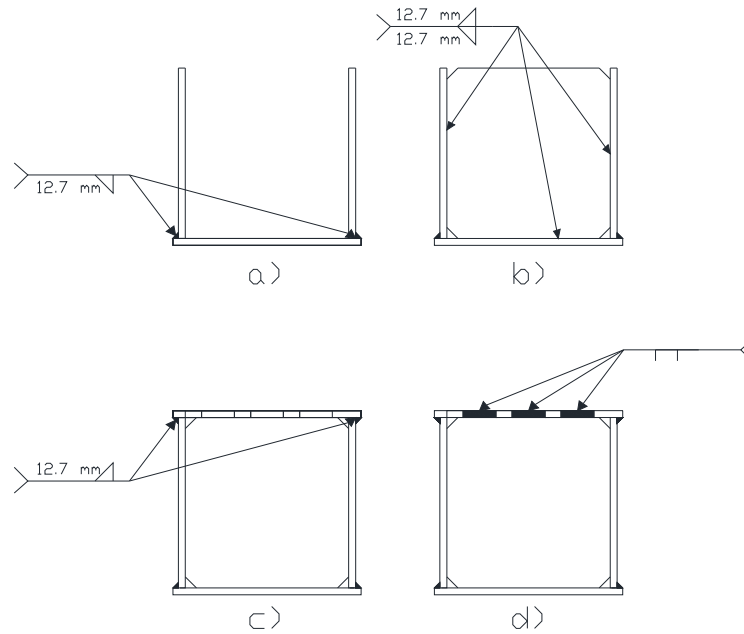


Figura 5-78 Secuencia para la colocación de diafragmas interiores en columnas cajón con soldadura de tapón.

El caso idóneo en estas columnas sería poder soldar con filetes por ambos lados el diafragma con la tapa de la columna, sin embargo, realizar esta tarea directamente de manera manual sin recurrir a cortes adicionales, es físicamente imposible, de ahí que se recurra a alternativas como la aplicación de soldadura de tapón o de ranura. Sin embargo, en países como Japón algunas empresas cuentan actualmente con robots que a través de un brazo mecanizado pueden soldar por los cuatro costados los diafragmas interiores a la columna, esta opción si bien garantiza una perfecta unión entre ambos componentes, hoy día no resulta factible de aplicar en nuestro país. Esto plantea la duda acerca de la influencia en este contacto diafragma – tapa de la columna en el comportamiento general de la conexión. Buscando dar respuesta a esta duda, se realizan cuatro distintos modelos de elemento finito en Abaqus, variando el tipo de unión ente diafragma y columna.

En el primer modelo ilustrado con la Figura 5-79 se considera que el diafragma solo está unido a las tres caras de la columna que forman la “U” mostrada en el inciso b) de la figura anterior, sin unirse de ninguna manera a la tapa de la columna, este modelo recibe la clave CCSM1 (Columna Cajón Soldada Modelo 1).

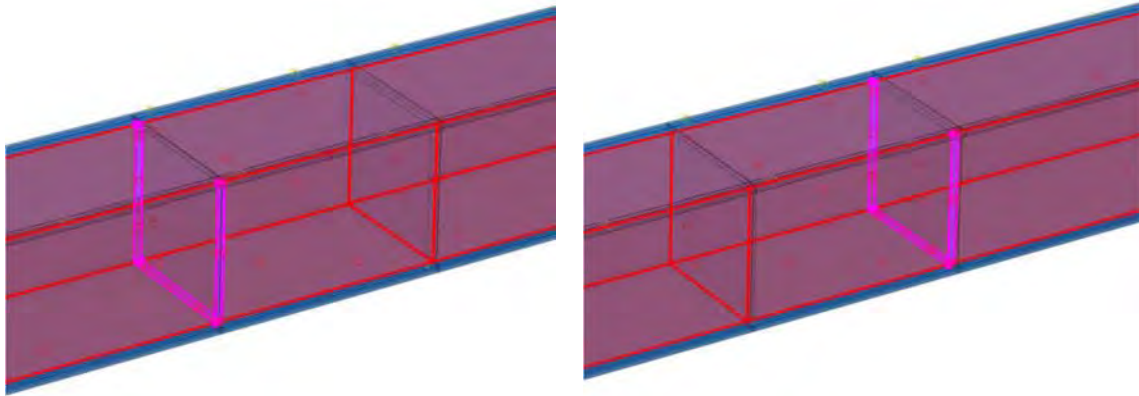


Figura 5-79 Interacciones en modelo CCSM1, se observa como una de las caras de los diafragmas no se une a la columna.

En el segundo modelo CCSM2 se unen diafragma y columna a través de soldadura de tapón efectuando en la placa tapa tres ranuras como se muestra en la Figura 5-80.

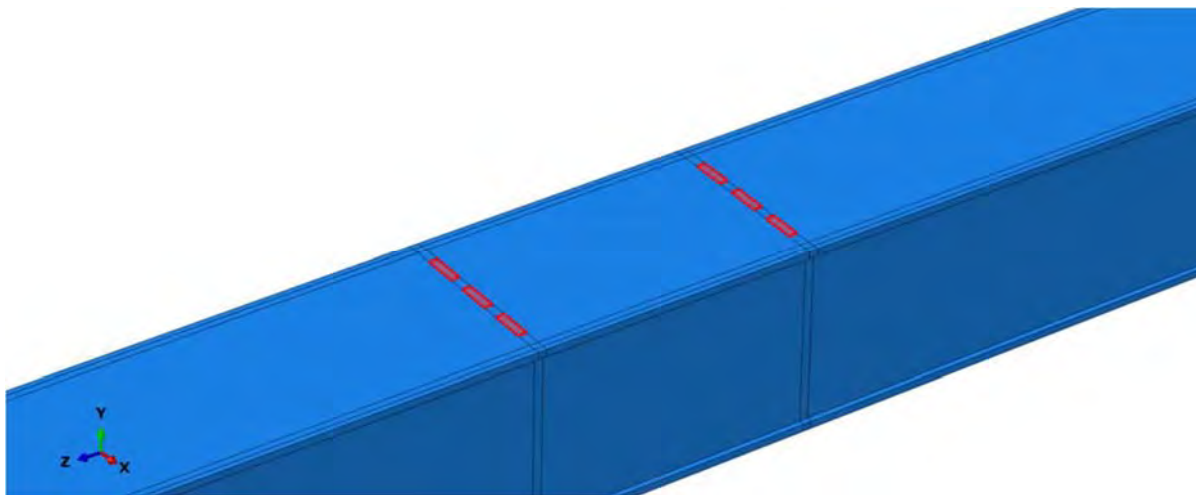


Figura 5-80 Interacciones en modelo CCSM2 con tres tapones de soldadura.

En el tercer modelo mostrado en la Figura 5-81 denominado CCSM3 se unen diafragma y columna a través de soldadura de tapón efectuando en la placa tapa cinco ranuras abarcando esta una soldadura prácticamente el ancho total de los diafragmas como se muestra enseguida:

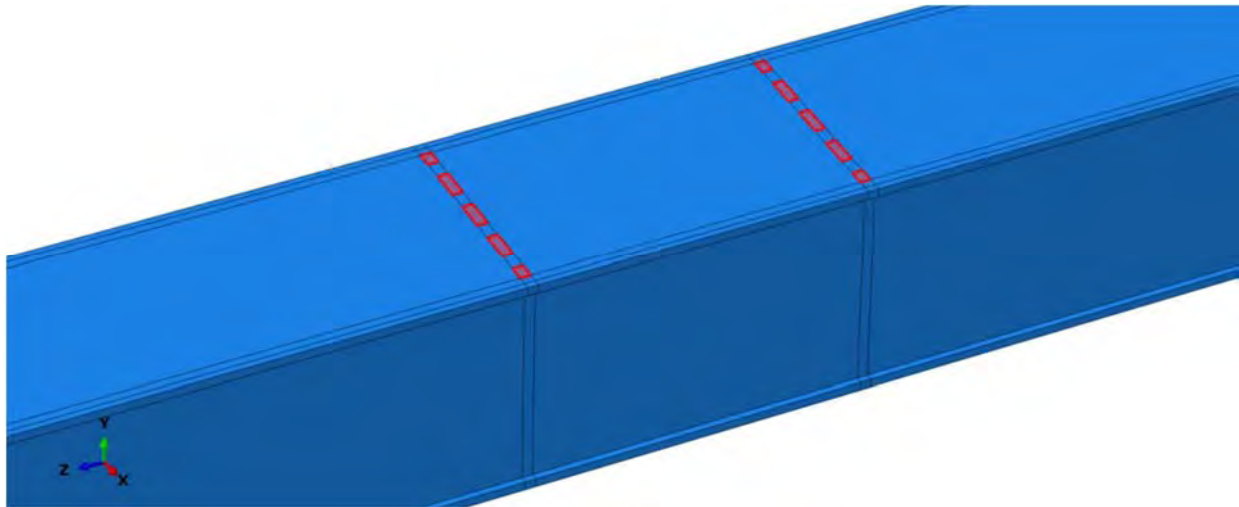


Figura 5-81 Modelo CCSM3 con cinco tapones de soldadura para unir columna y diafragmas interiores.

El último modelo evaluado, mostrado en la Figura 5-82 y denominado CCSM4 se considera una perfecta unión por las cuatro caras de la columna con los diafragmas interiores, este es el tipo de práctica desarrollada en algunas empresas japonesas.

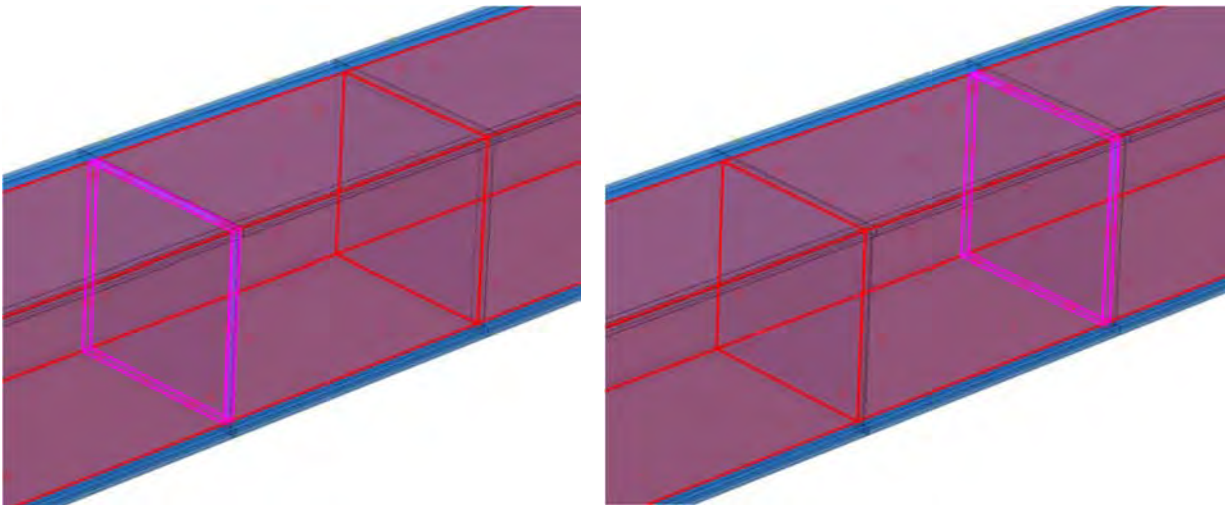


Figura 5-82 Interacciones entre columna y diafragmas cuando estos se sueldan por completo

En los cuatro casos analizados, la única variante es la interacción diafragma –columna, empleando en todos los modelos las mismas propiedades de los materiales, así como el mismo mallado, que se muestra en la Figura 5-83.

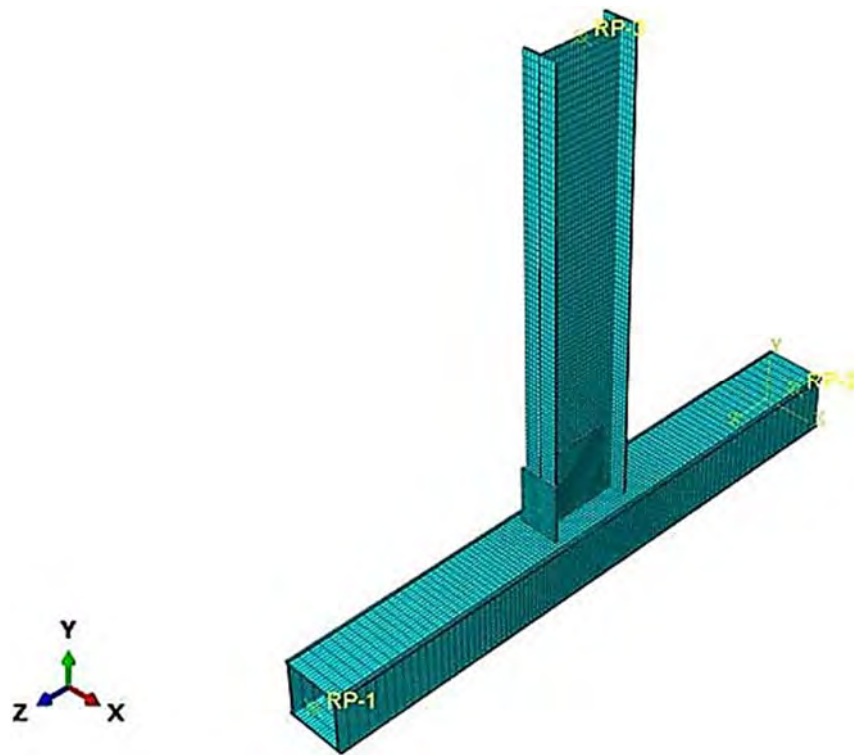


Figura 5-83 Mallado en la conexión soldada en columna cajón.

Una vez finalizado el análisis se obtiene el estado de esfuerzos de Von Mises para cada uno de los cuatro modelos evaluados que aparece en la Figura 5-84.

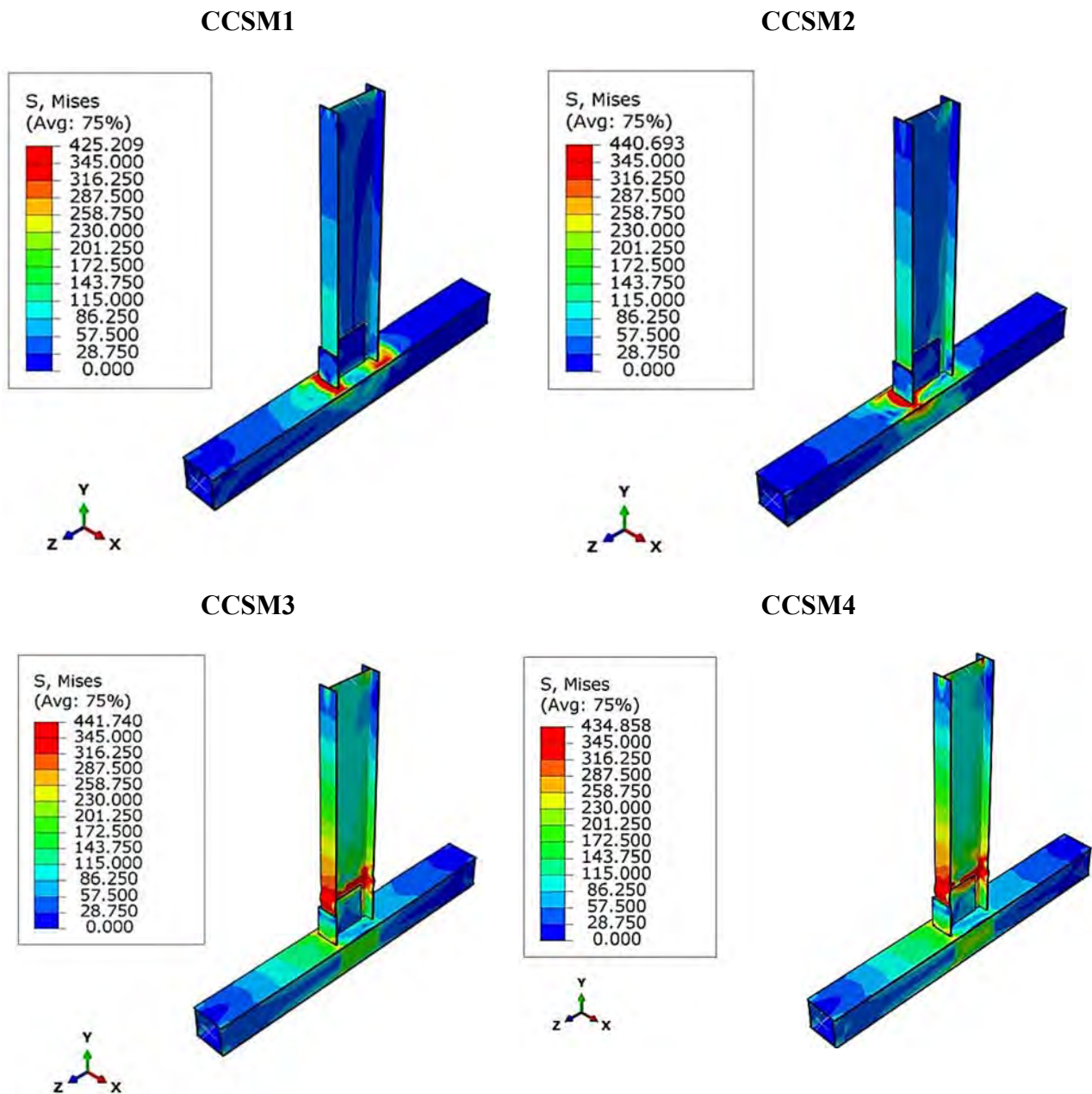


Figura 5-84 Estado de esfuerzos en la conexión para cada uno de los modelos evaluados al concluir el análisis, en color rojo se muestran las zonas que alcanzan su límite de fluencia.

En la Figura 5-85 se indica la posición en que aparecen las articulaciones plásticas, a la izquierda en el recuadro se muestra el código de colores que indica los valores alcanzados, recordando que valores mayores a uno indican deformación plástica.

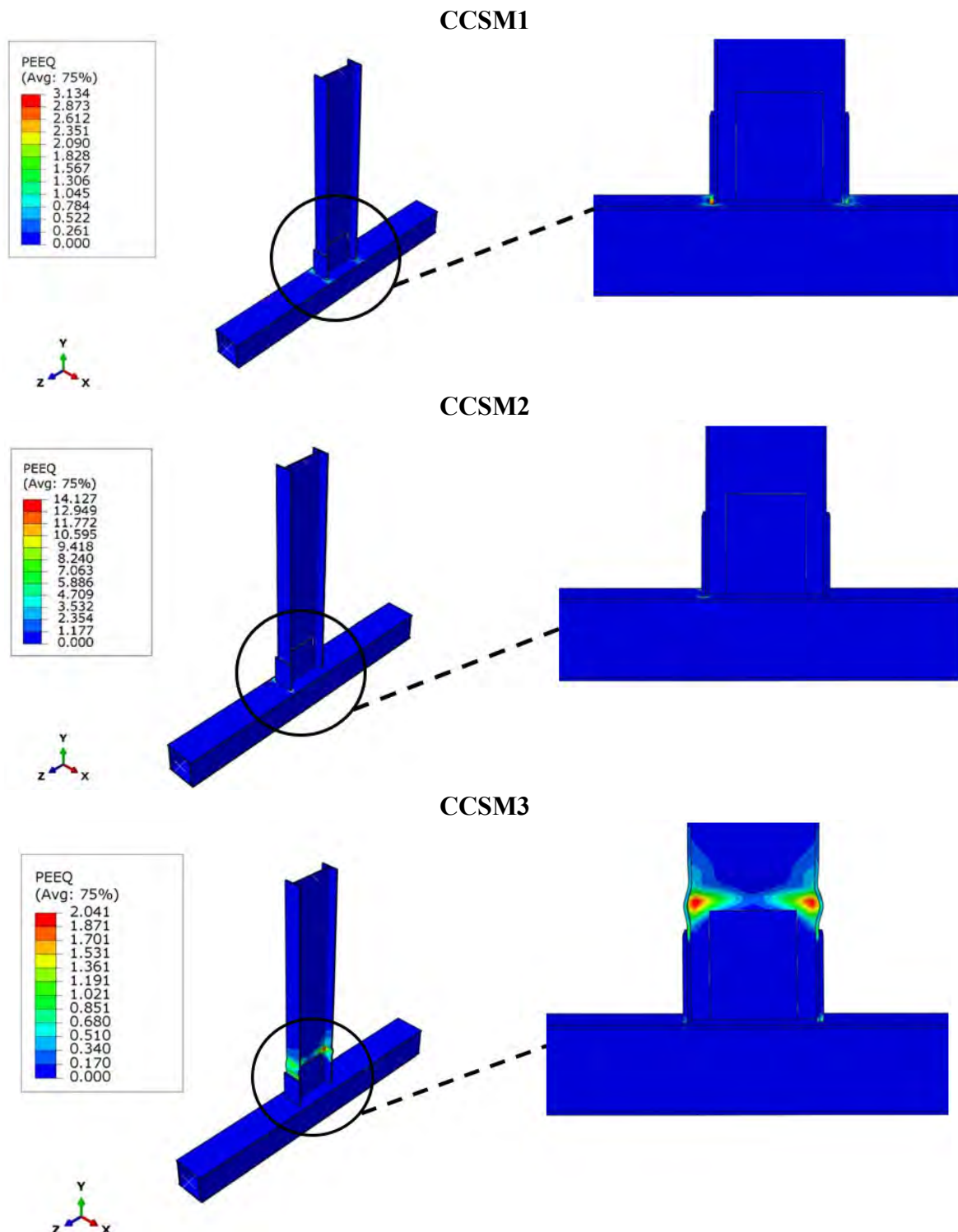


Figura 5-85 Formación de articulaciones plásticas en la viga conectada mediante cubreplacas soldadas a columna cajón.

CCSM4

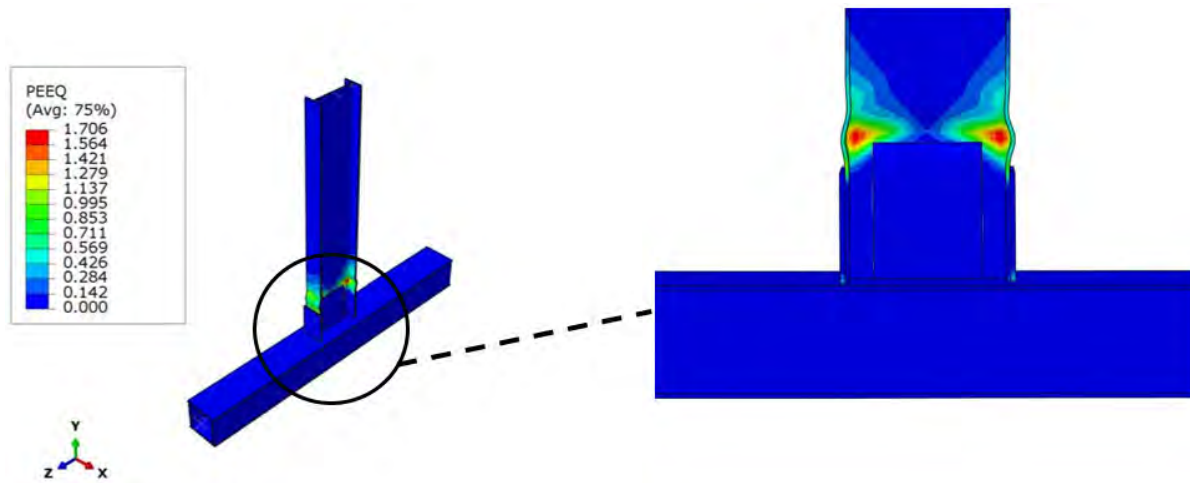


Figura 5-85 (Continuación) Formación de articulaciones plásticas en la viga conectada mediante cubreplacas soldadas a columna cajón.

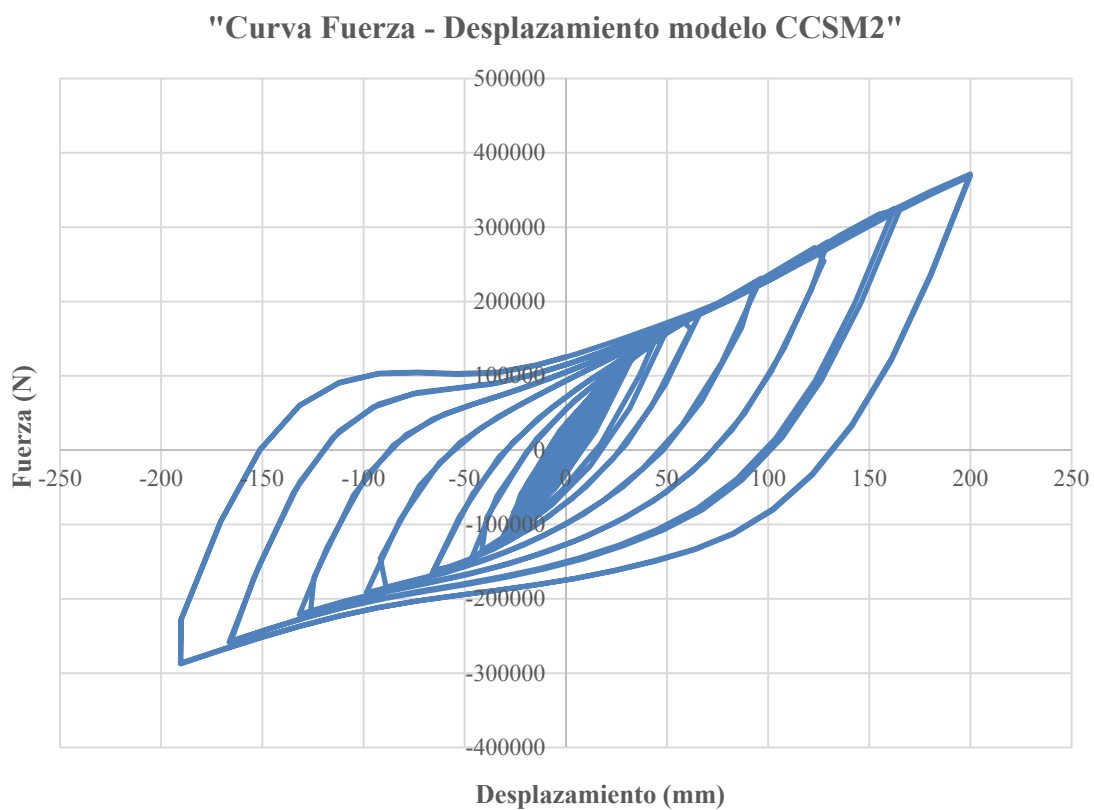
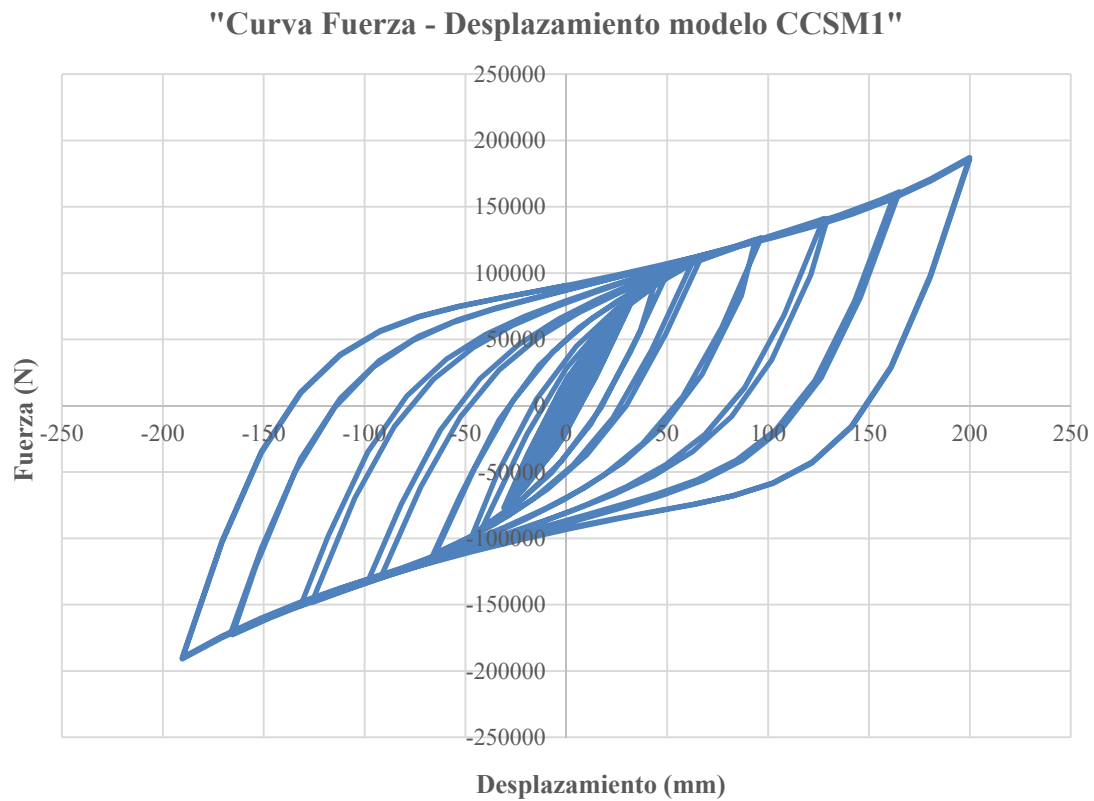


Figura 5-86 Curvas fuerza-desplazamiento para los cuatro modelos de columna cajón evaluados.

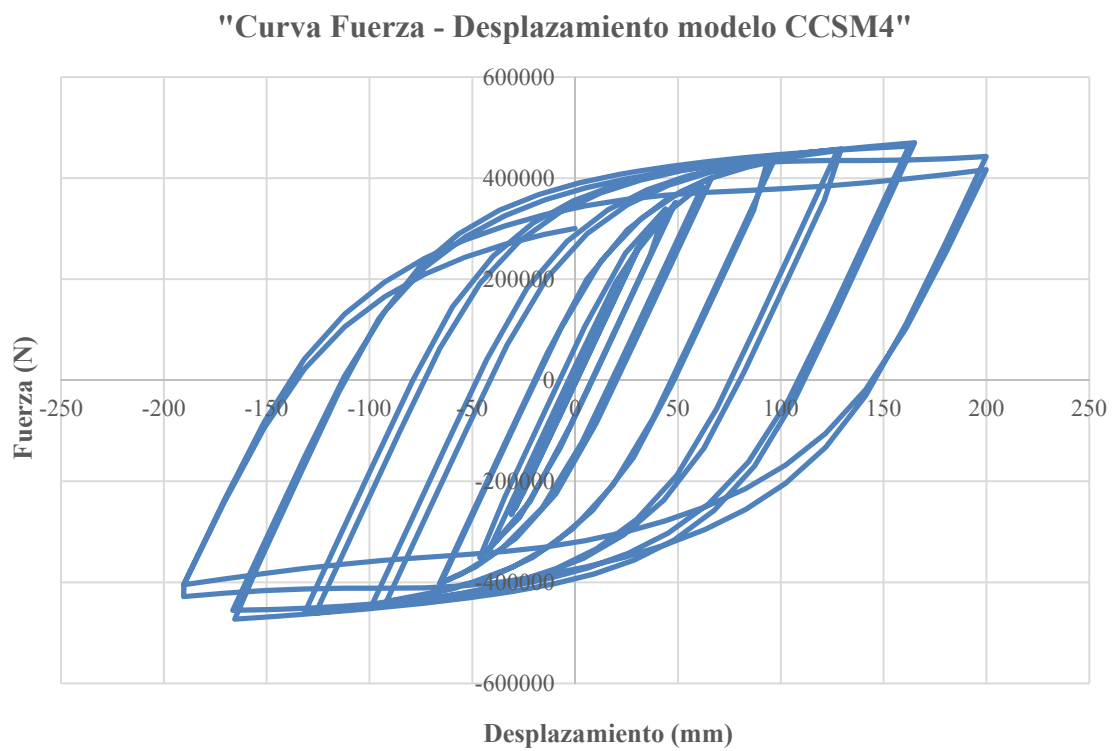
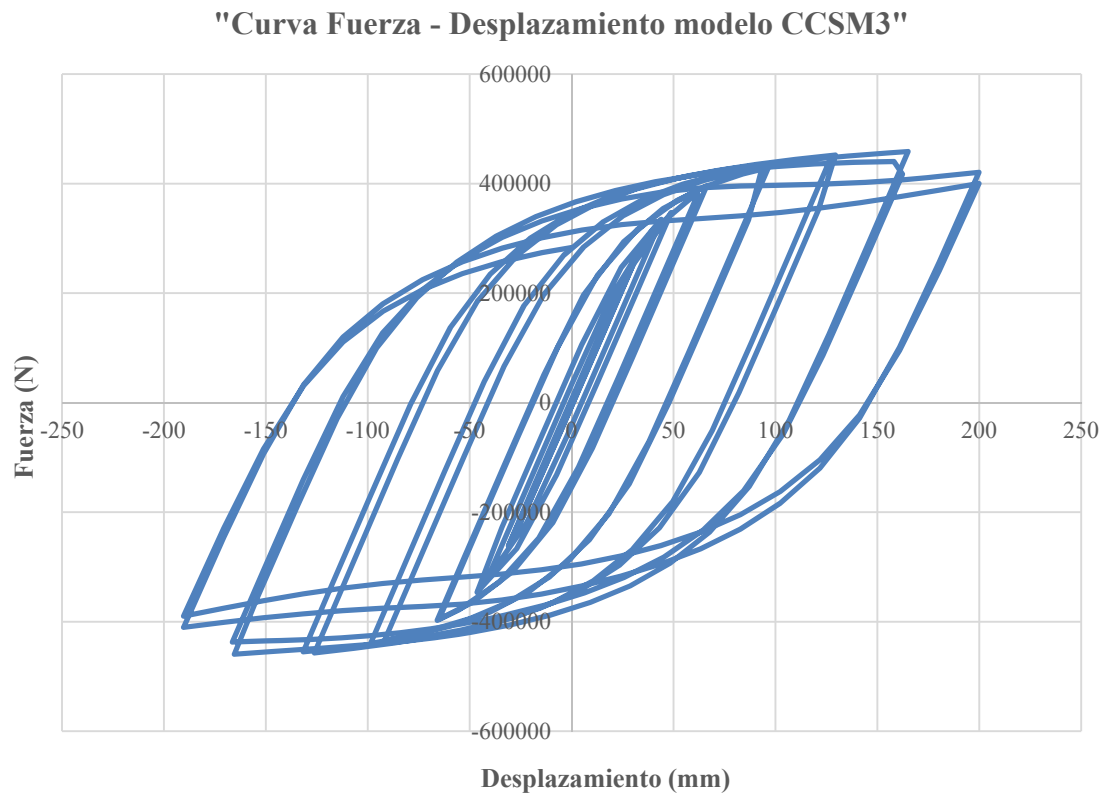


Figura 5-86 (Continuación) Curvas fuerza-desplazamiento para los cuatro modelos de columna cajón evaluados.

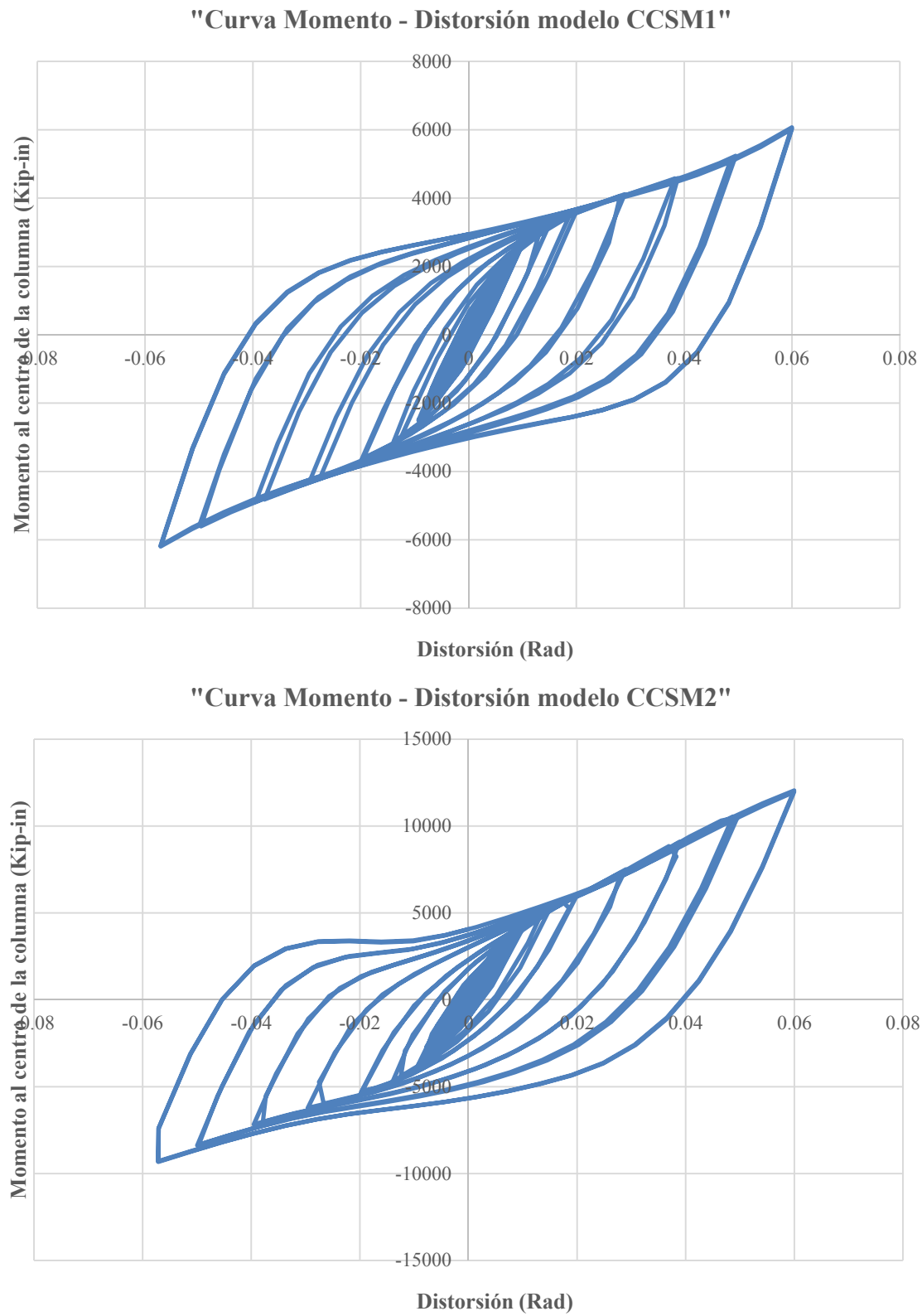


Figura 5-87 Curvas momento distorsión para los cuatro modelos de columna cajón evaluados.

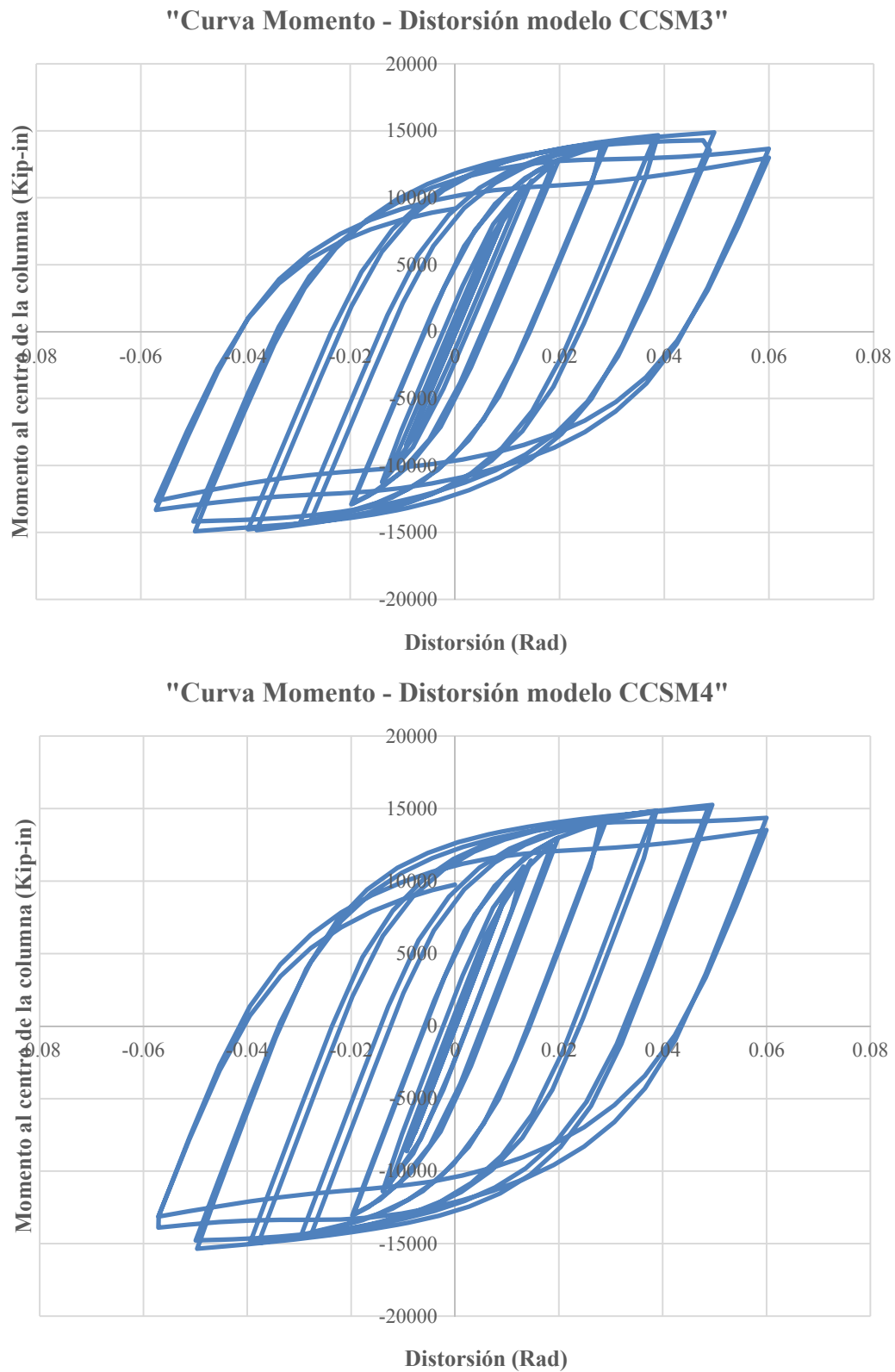


Figura 5-87 (Continuación) Curvas momento distorsión para los cuatro modelos de columna cajón evaluados.

De los cuatro modelos evaluados en Abaqus, aquel que corresponde al modelo físico que será ensayado en laboratorio es el CCSM2, aquel que conecta diafragma y columna a través de tres tapones de soldadura, como se observa en la Figura 5-88, en tanto, en la Figura 5-89 se muestran los esfuerzos máximos que alcanza cada elemento de la conexión al concluir el análisis.



Figura 5-88 Comparativa entre modelos experimental y analítico.

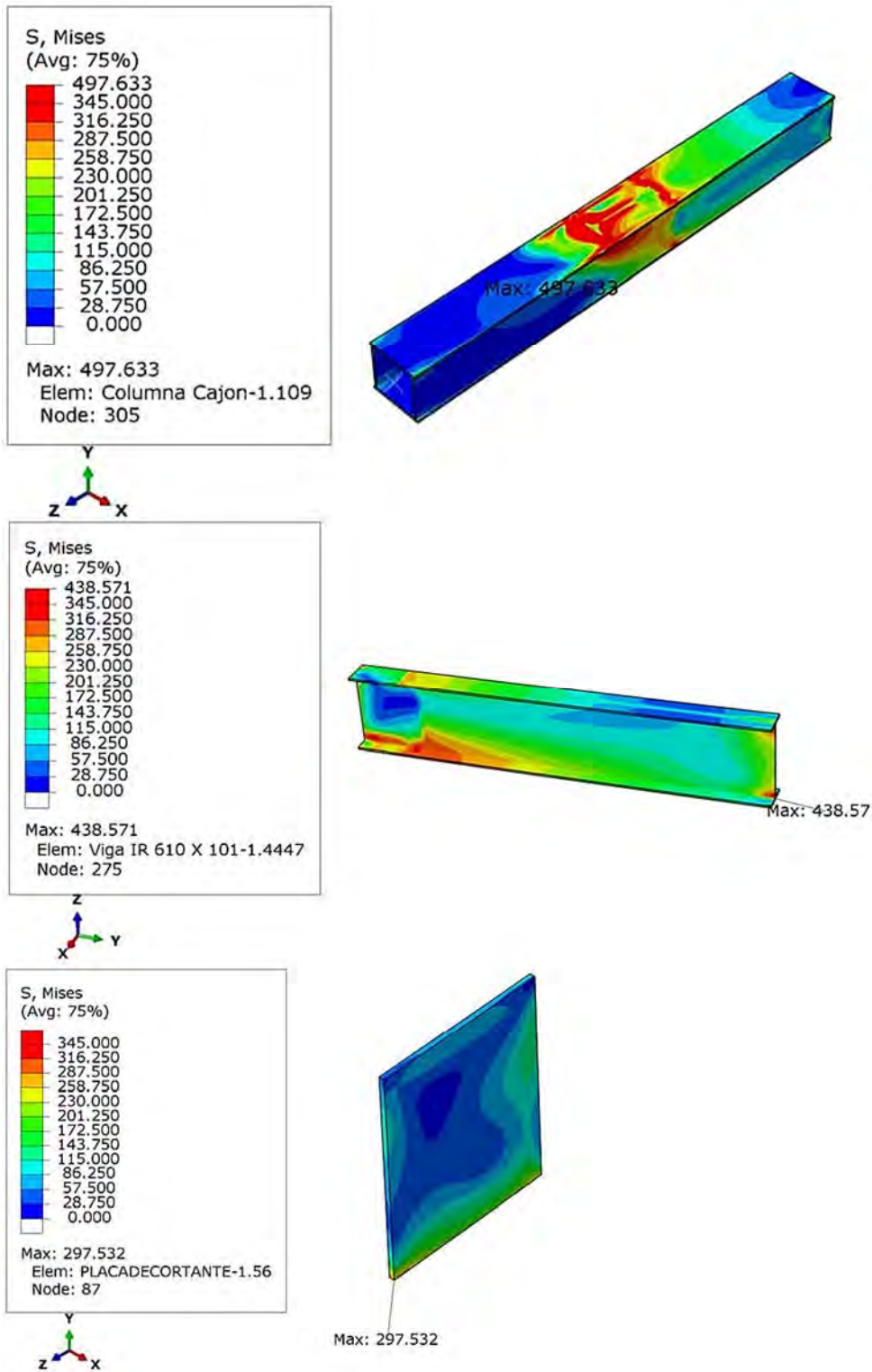


Figura 5-89 Esfuerzos máximos en elementos de la conexión a columna cajón soldando con tapones.

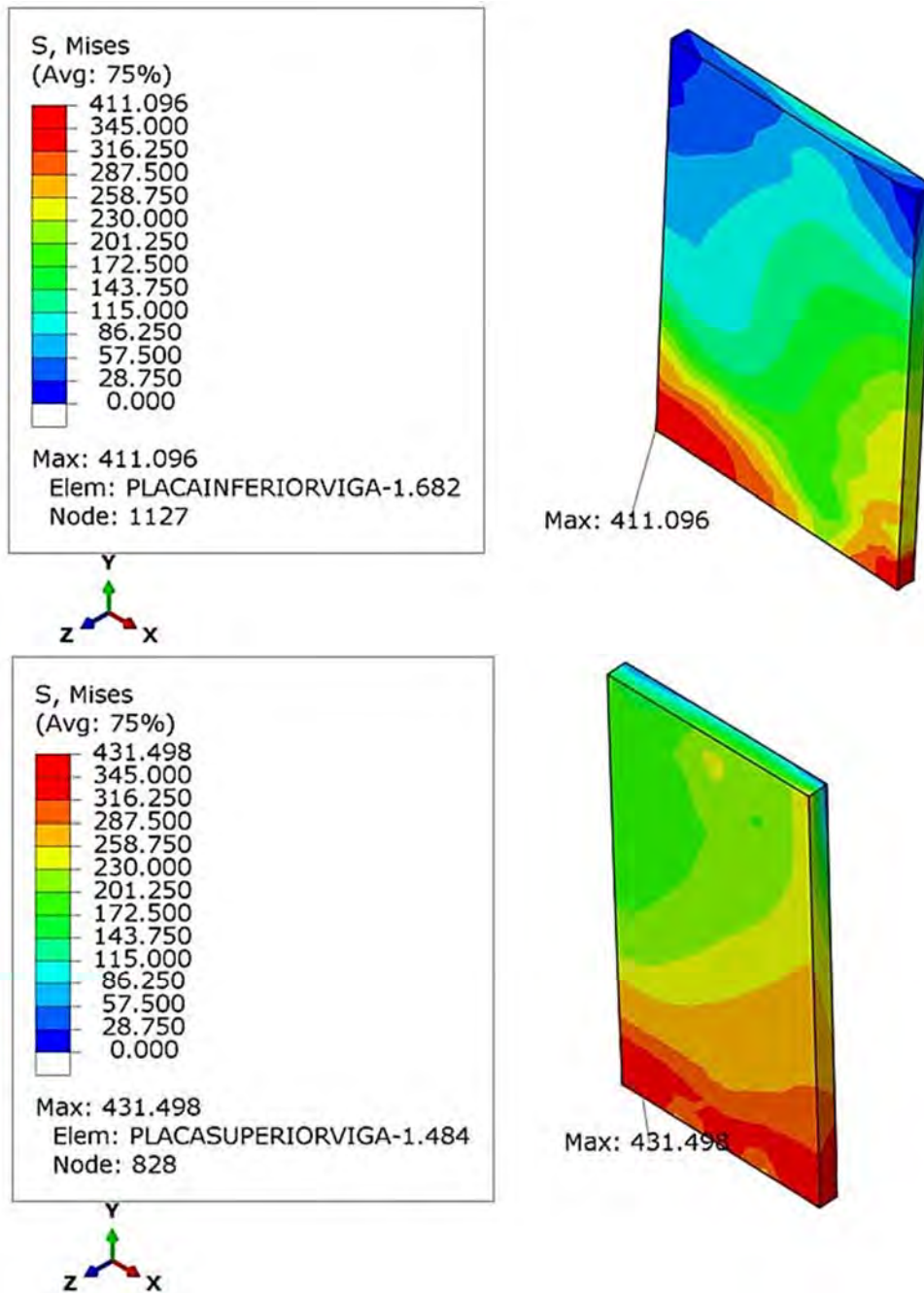


Figura 5-89 (Continuación) Esfuerzos máximos en elementos de la conexión a columna cajón soldando con tapones.

En la Figura 5-90 se identifican dentro de la curva momento-distorsión el origen de la fluencia de cada parte que conforma la conexión con cubreplacas soldadas a la columna cajón cuando los diafragmas interiores se sueldan mediante tres tapones de soldadura a la columna, es de interés notar, que pese a darse la fluencia de ciertos elementos, la resistencia de la conexión no se degrada, alcanzando una distorsión del 4% un valor de momento de 9,387.11 Kip-in.

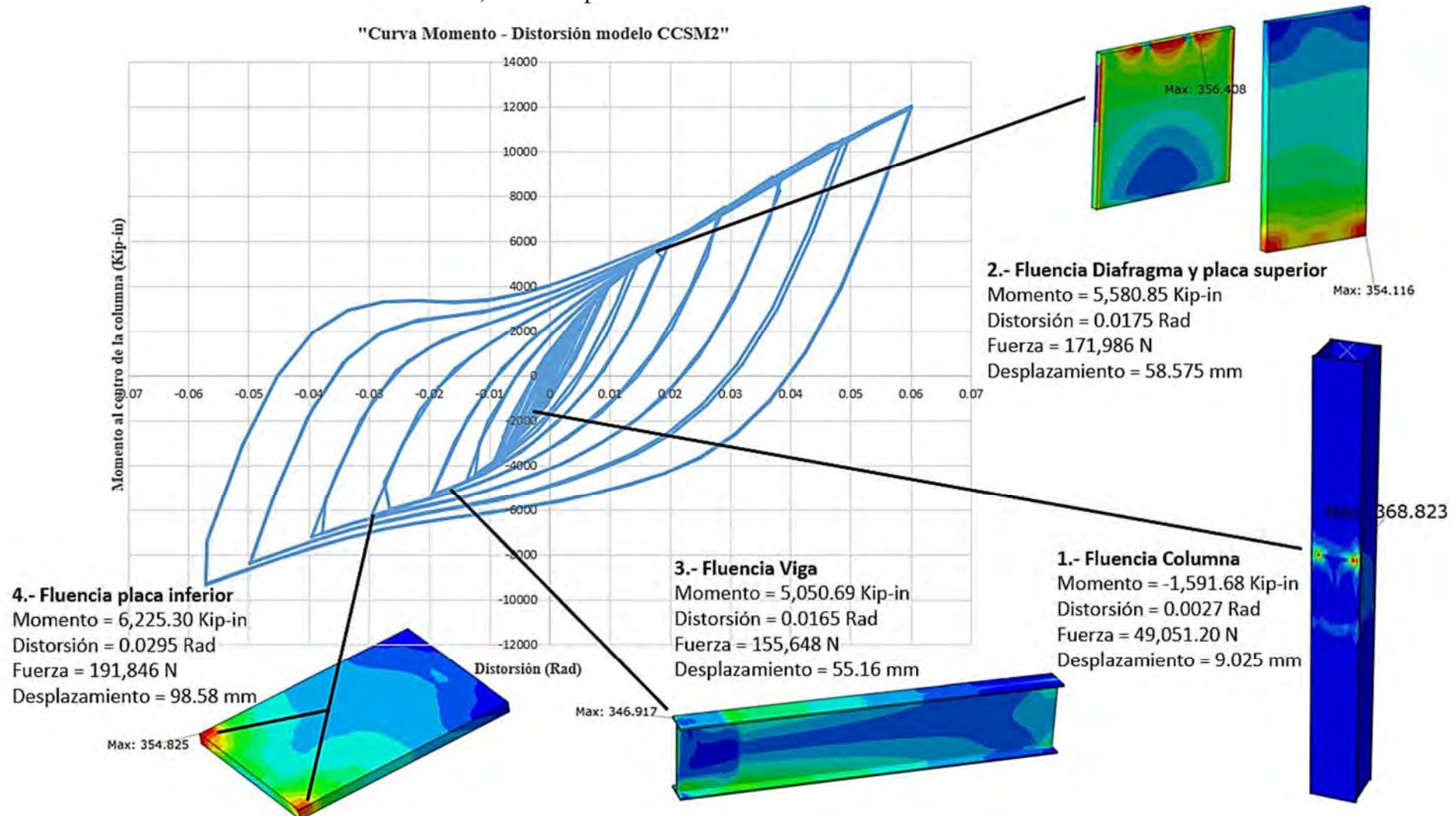


Figura 5-90 Inicio de la fluencia en componentes de la conexión soldada para columna cajón.

De los cuatro modelos evaluados, y de la Figura 5-86 y de la Figura 5-87 obtienen los valores máximos teóricos esperados de acuerdo al modelo de elemento finito que podría alcanzar esta conexión con cada una de sus variantes, siendo estos los que se muestran en la Tabla 5-15.

Tabla 5-15 Valores máximos esperados de momento y fuerza esperados para cada conexión

| Modelo | CCSM1 | CCSM2 | CCSM3 | CCSM4 |
|-------------------------|----------|-----------|-----------|-----------|
| Momento (Kip-in) | 6,194.64 | 12,046.81 | 14,911.32 | 15,259.82 |
| Fuerza (N) | 190,901 | 371,248 | 459,524 | 470,264 |

En la Figura 5-91 se muestran superpuestas las curva momento – distorsión de los cuatro modelos evaluados, ahora normalizada con respecto al momento plástico de la viga, se observa como en teoría (siendo conscientes que se ignora la potencial falla de la soldadura) la conexión con cubreplacas soldadas también precalificaría en tres de los cuatro casos, el único caso en el que no califica esta conexión se presenta cuando el diafragma interno no se conecta a la tapa de la columna (CCSM1), quedándose el momento nominal máximo teórico de la conexión por debajo del 80 por ciento mínimo requerido para precalificar.

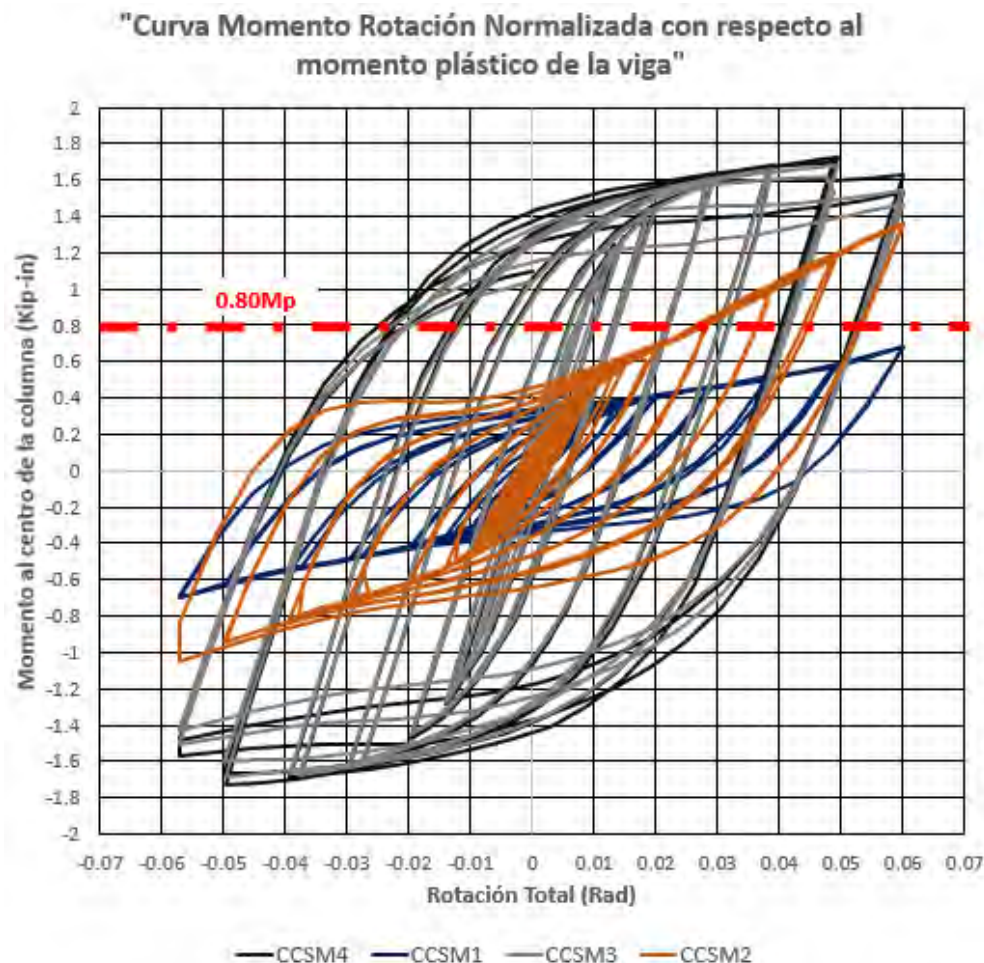


Figura 5-91 Curvas momento-distorsión superpuestas

Con base en estos resultados, se deduce que resulta inadmisibles no soldar el diafragma interior a la tapa de la columna, pues de hacerlo, la capacidad a momento disminuye de manera notoria, al punto que de esta manera no se alcanza el requisito mínimo para la precalificación de una conexión (0.80 veces el momento nominal plástico de la viga a una distorsión de 0.04 radianes). De la misma figura se concluye además que no es estrictamente necesario soldar por completo los cuatro costados del diafragma a las paredes interiores de la columna, puesto que los resultados del modelo de elemento finito, indican que conectar la tapa de la columna al diafragma interior mediante soldaduras de tres tapones, resulta en un comportamiento aceptable, puesto que la resistencia de la conexión es 1.05 veces el momento nominal plástico de la viga, siendo esto suficiente para otorgar el grado de precalificada a la conexión.

5.12 Conexiones al eje débil de columna de perfil IR

El tema de las conexiones que llegan al eje débil de una columna, no es una cuestión reciente; este tipo de estructuración se ha empleado desde la década de 1950 en Estados Unidos (Figura 5-92), sin embargo, esta práctica se ha ido reduciendo cada vez más por considerarla poco confiable al inducir flexión al eje débil (cuando la columna es un perfil IR), a diferencia de otros arreglos que a simple vista dan mayor seguridad, sin embargo es posible encontrar algunos estudios referentes a este tema.

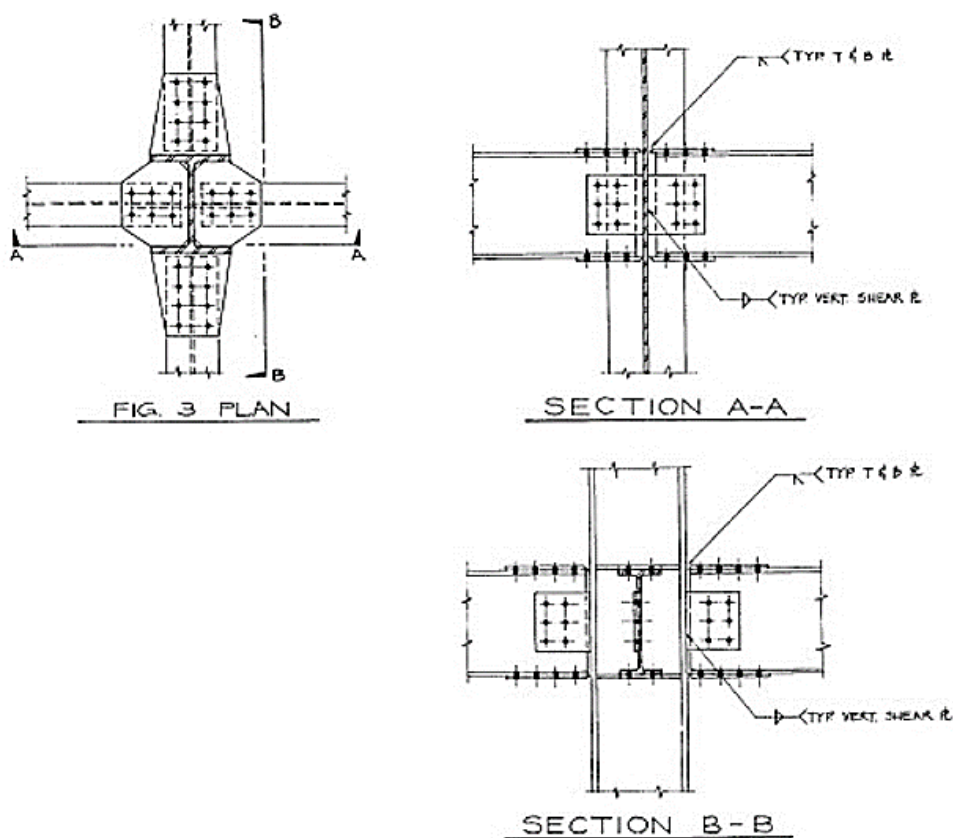


Figura 5-92 Conexión a momento atornillando en campo por ambos ejes de columna de sección IR, común en Estados Unidos entre la década de 1950 – 1960 (Preece y Collin 1993).

Uno de los primeros estudios referentes a este tipo de arreglos, fue realizado por Rentschler y Chen en 1977 en la universidad de Lehigh quienes estudiaron conexiones llegando al alma de una columna solo por un lado de la misma, en configuración “T”, para investigar la flexión de la columna alrededor de su eje débil, dividiendo su trabajo en estudios analíticos y experimentales.

Su objetivo fue estudiar el comportamiento y esfuerzo último del alma de la columna bajo la acción de cargas concentradas en los patines representando el momento del extremo de la viga, así como estudiar los diferentes métodos para conectar los patines de las vigas al alma de las columnas y estudiar los requerimientos para rigidizar el lado del alma de la columna opuesto a la viga. Para ello, estudiaron ocho especímenes, variando geometrías y arreglos de componentes, así como posiciones de la soldadura, en algunos de estos especímenes solo se soldó la cubreplaca al alma de la columna, en otros especímenes se soldó a todo alrededor tanto en alma como en el interior de los patines de la columna. Los especímenes cuyas cubreplacas abarcaban el ancho total entre patines de la columna fueron los que desarrollaron el mejor comportamiento (imagen izquierda de la Figura 5-93). Se detectaron fallas por concentraciones de esfuerzos en el alma de la columna y en la cubreplaca sometida a tensión (Rentschler y Chen 1977).

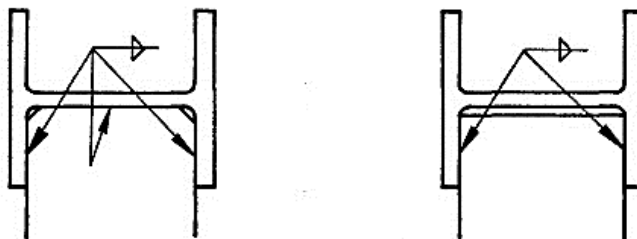


Figura 5-93 Esquemas de conexiones de pruebas ensayadas (Rentschler y Chen 1977).

Un año después, en la misma universidad de Lehigh Rentschler, Chen y Driscoll en 1978 ensayaron conexiones de vigas llegando al alma de una columna variando parámetros como el atornillado y la soldadura como se muestra en la Figura 5-94 y en la Figura 5-95.

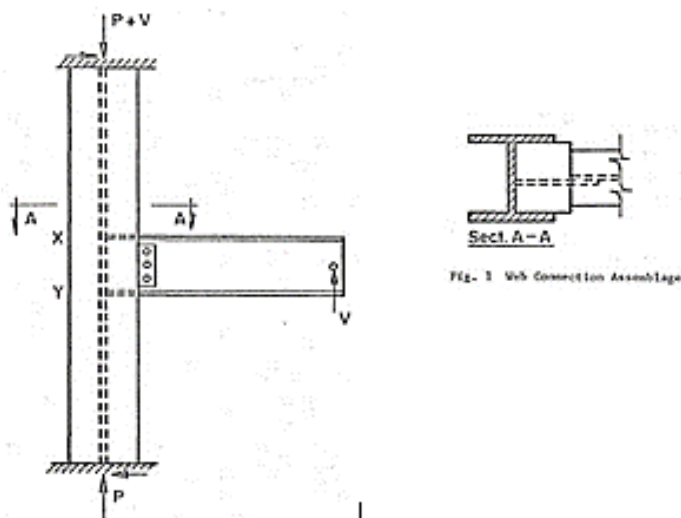


Figura 5-94 Configuración de prueba con carga incremental para conexión llegando al alma de columna (Rentschler et al. 1978).

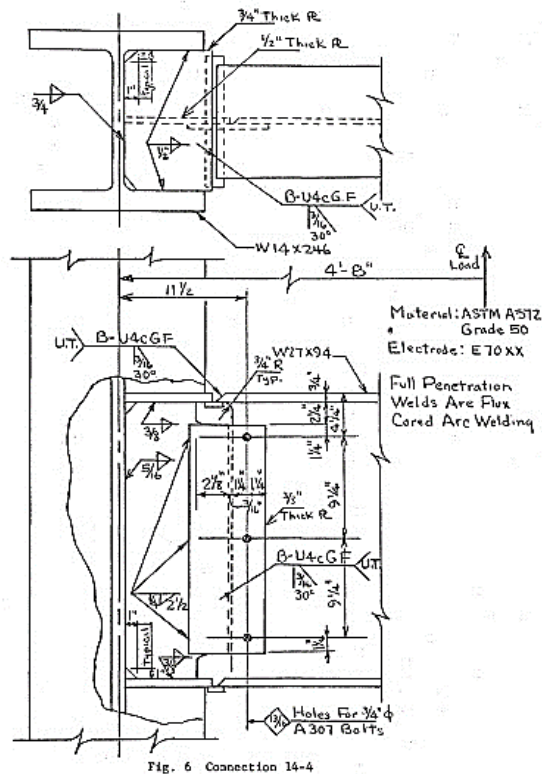
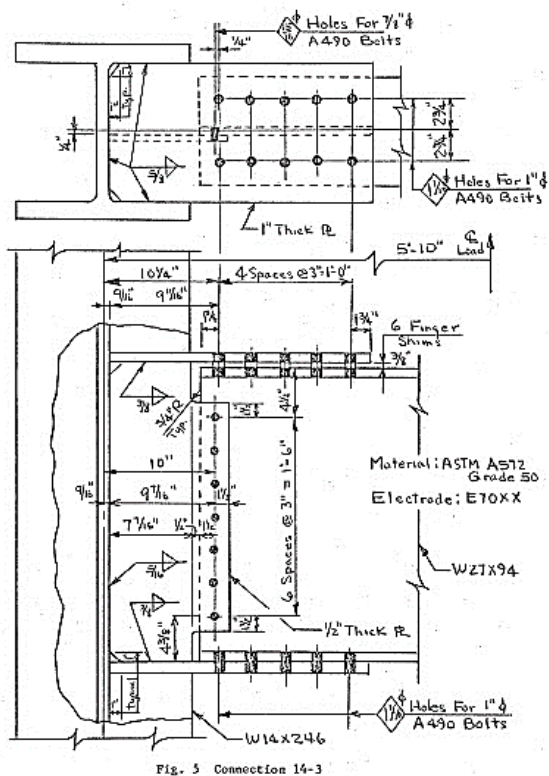
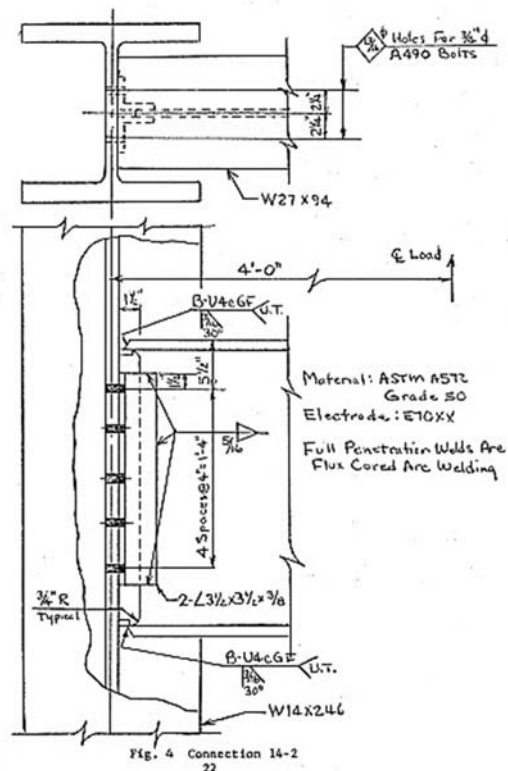
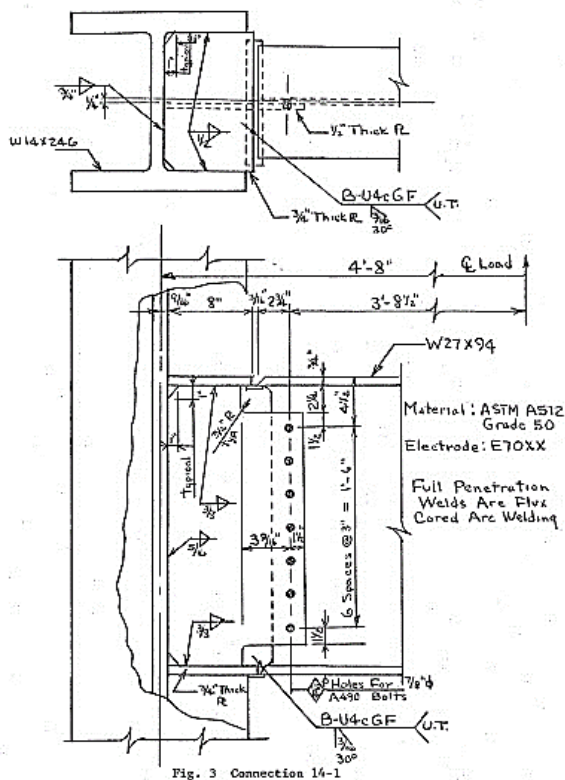


Figura 5-95 Configuraciones ensayadas soldadas y atornilladas de conexiones al eje débil de la columna (Rentschler et al. 1978).

De sus resultados se puede destacar que el máximo nivel de carga de la conexión que atornilla la viga al alma de la columna mediante ángulos, fue solo el 71% del momento plástico, siendo esta la más débil de las cuatro conexiones. En la conexión completamente atornillada tanto en alma como en patines de la viga, se generan dos ramas elásticas previas al inicio de la fluencia, una de estas ramas es debida al deslizamiento de los tornillos y aunque este tipo de conexión muestra buena resistencia, debe tomarse en cuenta y evaluarse el deslizamiento de los tornillos. Por último, se confirmó que el uso de rigidizadores en las columnas reduce las concentraciones de esfuerzos. (Rentschler et al. 1978).

Posteriormente y habiendo observado fallas por fractura de los patines de las vigas en tensión en conexiones de vigas llegando al alma de columnas, Pourbohloul, Wang y Driscoll en 1983, realizan un estudio experimental ensayando diez especímenes estudiando los detalles de conexión de los patines en tensión. Estos detalles de conexión se idealizan como placas soldadas sometidas a tensión simulando el patín de la viga y se le añaden placas simulando ser el alma y los patines de la columna. Se ensayaron diversas geometrías y espesores de placas así como la presencia o no de placas de continuidad en la columna opuestas a los patines de la viga, concluyendo lo siguiente:

- Cuatro de los diez especímenes fallaron a una distancia de diez o más pulgadas fuera de la soldadura. Por tanto, los especímenes con placas extendidas alcanzaron cargas más altas y grandes deflexiones que aquellos que no los tenían.
- Las placas rectangulares mostraron igual comportamiento que aquellas donde se reduce el ancho.
- Todas las conexiones alcanzaron a desarrollar toda su resistencia, salvo las conexiones que no tenía placas extendidas,
- Se sugiere además, para mejorar la distribución de esfuerzos, colocar placas rigidizadoras en la espalda del alma de la columna e incrementar el espesor de las placas de conexión.
- Usar placas gruesas incrementa la rigidez en flexión reduciendo así la flexión y mejorando la distribución de esfuerzos en el patín de la viga. Por tanto se recomienda que el espesor de la placa de conexión sea diseñada para ambas cantidades, fuerza cortante y fuerza de tensión (Pourbohloul et al. 1983).

Buscando dar continuidad a los trabajos previos realizados en la universidad de Lehigh y realizar un aporte al tema, pues las investigaciones previas solo se ensayaron ante carga estática, Heaton en 1987 para su tesis de maestría desarrolla dos modelos experimentales sometidos a cargas cíclicas, realizando variantes en la conexión, en el primer modelo elimina el rigidizador en el alma de la columna y suelda alrededor del interior de la columna (patines y alma) las placas de conexión. En un segundo modelo, no se soldó la placa al alma de la columna y se incrementó el espesor de la placa de conexión al patín de la viga. Se concluye que:

- Atornillar para transferir cortante no es del todo adecuado pues se presenta deslizamiento de los tornillos desde el inicio de la prueba.
- La redistribución de esfuerzos intensifica la fluencia en las placas de los patines de la viga superior e inferior.
- El uso de un rigidizador de respaldo reduce la flexión de los patines y del alma (Heaton 1987)

Ya en épocas más recientes y retomando el hecho de que no se ha atacado tan a profundidad como las conexiones al eje fuerte de la columna en el 2008 Saraswati, Murty y Sehgal presentan un artículo acerca de una propuesta de configuración de una conexión viga – columna llegando al eje débil de esta última mostrada en la Figura 5-96 donde, a través del MEF en el programa Abaqus estiman la capacidad de distorsión del arreglo. Entre sus objetivos se encuentran:

- Entender el flujo de fuerzas de la viga a los patines de la columna a través del eje débil de ésta.
- Identificar áreas problemáticas y posibles causas.
- Proponer una rectificación de las zonas problemáticas a través de modificaciones en la configuración de la conexión.
- Comparar la conexión propuesta con las existentes.

La viga es de perfil W18X119 y la columna W14X398, este ensamble se sometió a carga cíclica y monotónica.

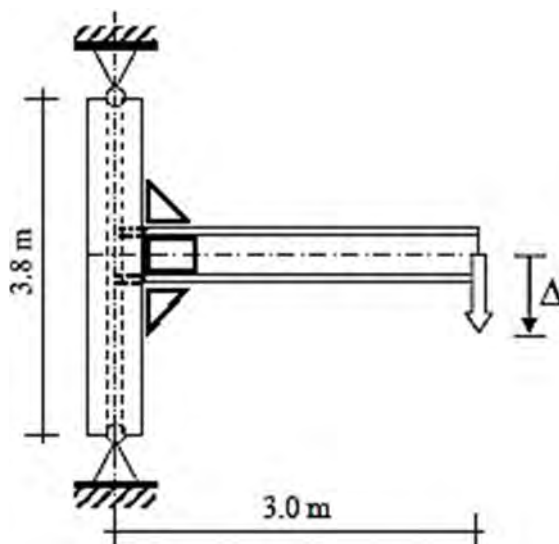


Figura 5-96 Configuración y geometría de la prueba realizada (Saraswati et al. 2008).

En resumen, el comportamiento mostrado en la Figura 5-97 indica que la conexión requiere refuerzos para facilitar el flujo de fuerzas a los patines a la columna provenientes de la viga, para prevenir la falla frágil de la soldadura, reducir concentraciones en esfuerzos y llevar la articulación plástica a la viga lejos de la zona a conectar. La propuesta existente (desarrollada en gran parte en la universidad de Lehigh) consiste en emplear cubreplacas sobre los patines de la viga.

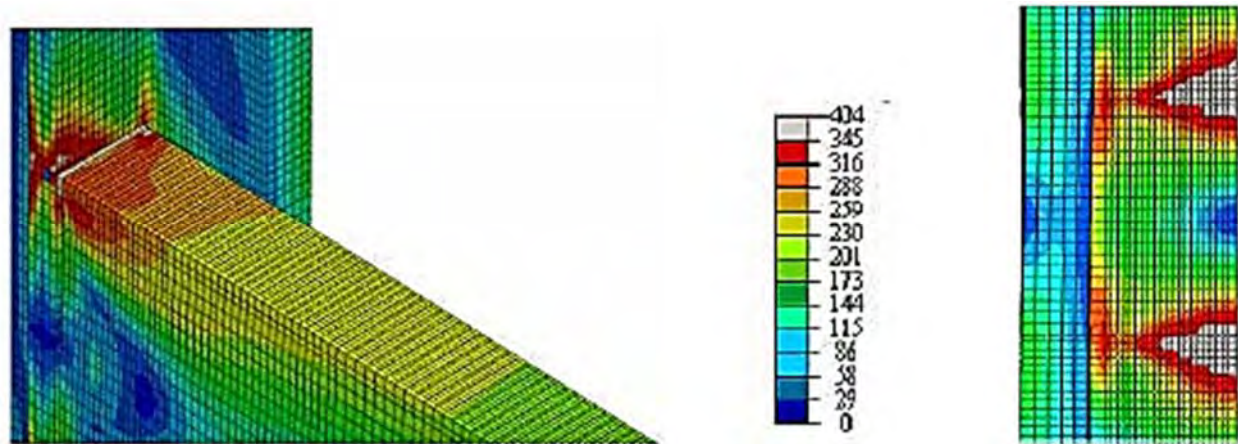


Figura 5-97 Estado de esfuerzos de conexión al eje débil completamente soldada sin refuerzos, se aprecia concentración de esfuerzos en el alma de la columna donde se hace la unión, así como excesiva fluencia y deformación del alma de la columna (Saraswati et al. 2008).

De la Figura 5-98 se observan altas concentraciones de esfuerzos en la zona del filete de soldadura que une la cubreplaca con el patín de la viga, en el propio patín de la viga y en la unión patín de columna con cubreplaca. Por ello, se propone modificar la cubreplaca por un collar rodeando a la columna para rectificar las concentraciones de esfuerzos en el patín de la columna, además de añadir soportes horizontales y placas tipo costillas verticales inclinadas para mejorar la transferencia de fuerzas de la viga a la columna (Figura 5-99), esta propuesta alcanza una distorsión del 4% y se reducen las deformaciones locales mejorando la transferencia de cargas.

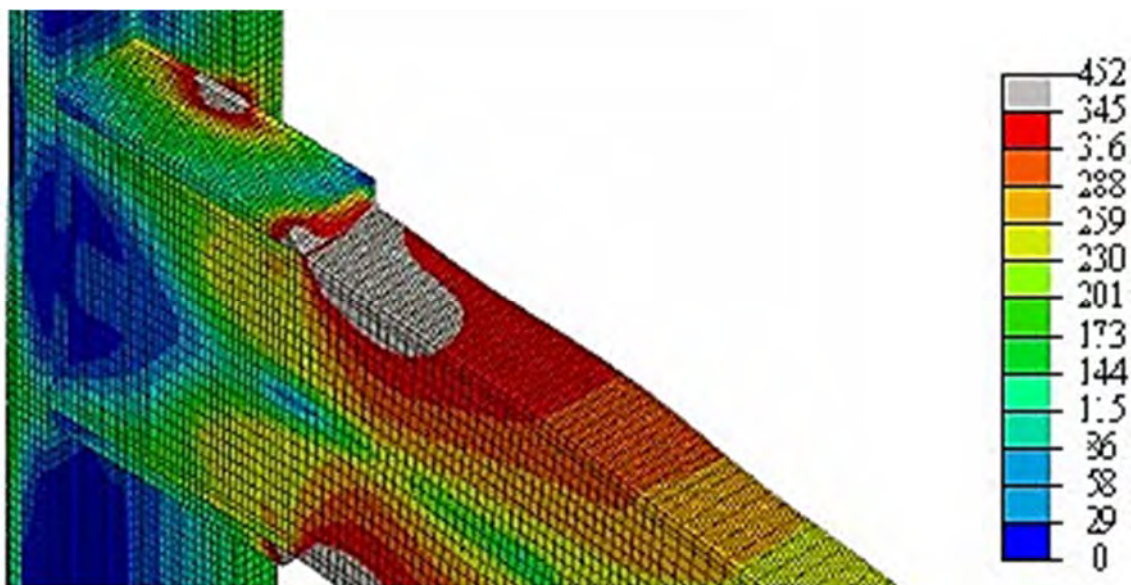


Figura 5-98 Esfuerzos en la configuración más estudiada de conexiones al eje débil de una columna mediante cubreplacas soldadas (Saraswati et al. 2008).

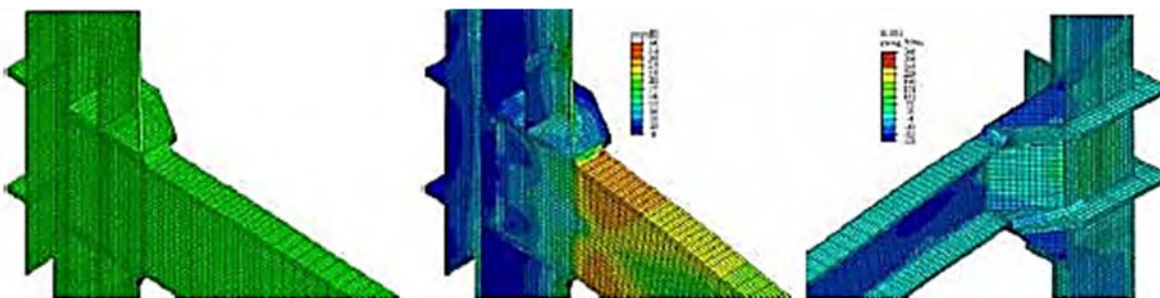


Figura 5-99 Conexión propuesta modelada en Abaqus, al centro se muestran esfuerzos de Von Mises, mostrando la efectividad de la conexión, donde no se observan concentraciones de esfuerzos, a la derecha se muestra la transferencia de fuerzas cortantes a través de las costillas agregadas al arreglo (Saraswati et al. 2008).

Uno de los estudios más recientes con relación a las conexiones al eje débil de una columna fue realizado en Corea por Lee, Li, Chen, Hwan Oh y Jung, en el 2012 quienes, con la intención de evaluar el comportamiento sísmico de las estructuras de acero en Corea, (que a diferencia de Estados Unidos, comúnmente se conectan a través del eje débil de la columna) realizan este estudio, siendo además necesario, dado el hecho de que en Estados Unidos poco interés se ha mostrado hacia esta configuración y por ende no existe una amplia literatura a este respecto. En su investigación, realizan dos tipos de conexiones llegando al eje débil de la columna, la conexión tipo árbol (Figura 5-100) y la conexión WUF-B (Figura 5-101), siendo estas dos las conexiones más comunes en Corea (Lee et al. 2012).

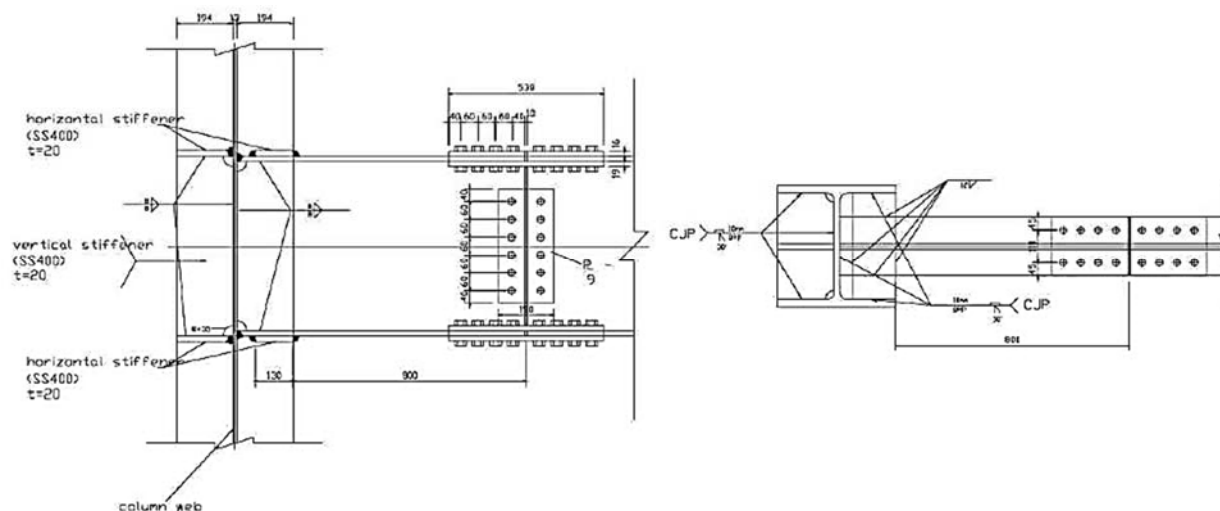


Figura 5-100 Conexión tipo árbol (Lee et al. 2012).

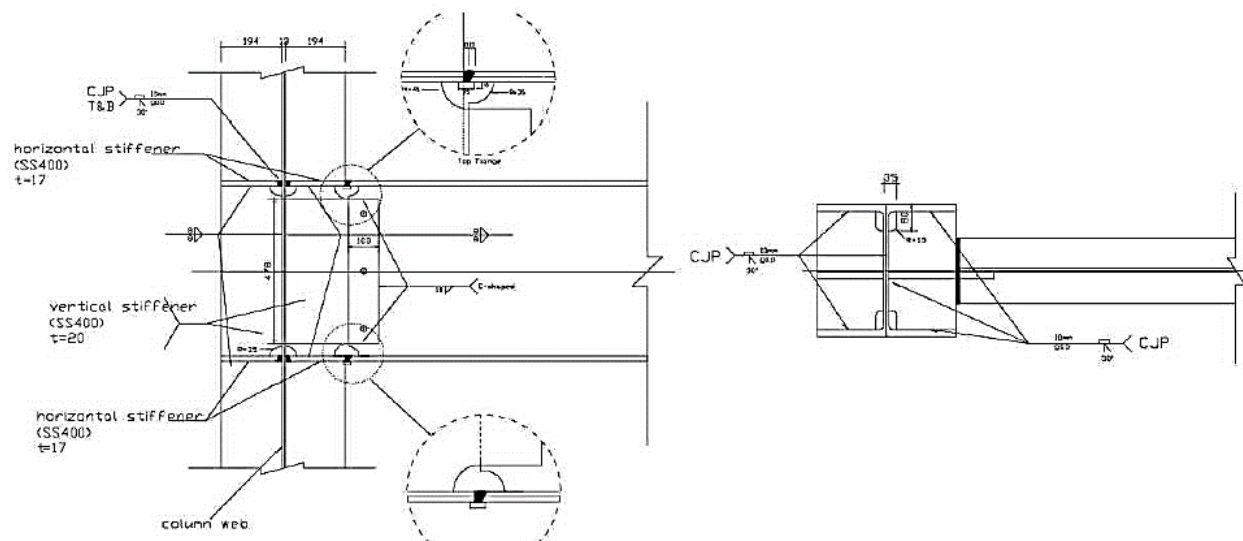


Figura 5-101 Conexión tipo WUF-B (Lee et al. 2012).

Es de destacar que para las conexiones tipo WUF-B se empleó el diseño tipo pre-Northridge dejando incluso la barra de respaldo de soldadura. Ambas conexiones se sometieron al protocolo de SAC obteniendo los resultados mostrados en la Figura 5-102 (Lee et al. 2012).

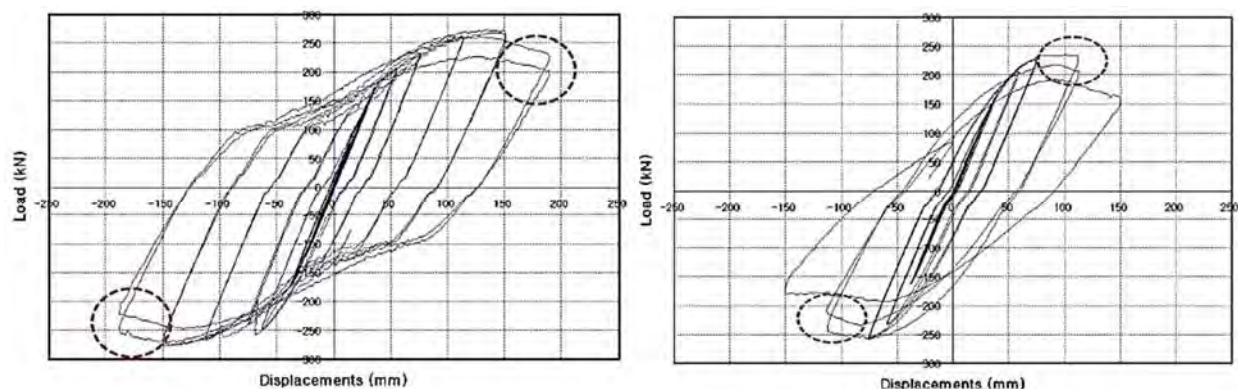


Figura 5-102 Curva fuerza - desplazamiento para las conexiones tipo árbol y WUF-B respectivamente (Lee et al. 2012).

En la conexión tipo árbol, las fallas fueron deslizamiento de los tornillos y pandeo de los patines superior e inferior de la viga. En tanto que para la conexión WUF-B las fallas fueron fluencia del patín inferior de la viga, fluencia del alma y ruptura de la soldadura. Como resultado, la conexión tipo árbol alcanzó los 0.04 radianes de distorsión (Figura 5-103), por lo que sin problemas calificaría para su uso en marcos tipo SMF. En cambio, la conexión WUF-B llegó a un valor máximo de 0.03 radianes (Figura 5-103), atribuible a la fractura de la soldadura del patín superior de la viga, por tanto esta conexión sería aceptable solo para su uso en un marco tipo IMF (Lee et al. 2012).

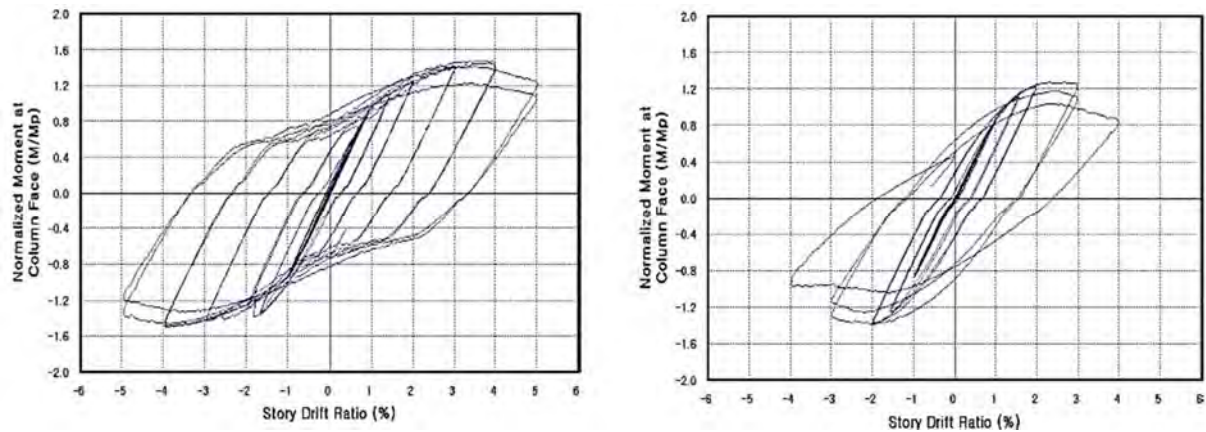


Figura 5-103 Curvas histeréticas normalizadas momento - distorsión para las conexiones tipo árbol y WUF-B respectivamente (Lee et al. 2012).

5.12.1 Conceptos de conexiones a través del eje débil de una columna IR

El realizar conexiones rígidas viga-columna, cuando las vigas llegan al eje débil de la columna, es una práctica relativamente común en nuestro país, pese a que de esta manera se inducen esfuerzos de flexión a través del alma y no a través de los patines como es lo idóneo, bien sea por desconocimiento, falta de experiencia o de criterio o bien una “costumbre” que ha sido heredada desde décadas atrás hoy en día es común ver este tipo de conexiones en las estructuras de acero (Figura 5-104).



Figura 5-104 Conexiones rígidas entre vigas y columnas ambas de perfiles IR, la conexión se resuelve mediante placas extremo en ambos casos, siendo necesario añadir un muñón en el alma de la columna.

Los muñones se agregan en primer lugar para sacar la placa extremo del alma de la columna y en esta nueva posición se pueda tener un cómodo acceso y realizar el atornillado en campo, además estos muñones deben diseñarse para ser más fuertes que la columna, de modo que la falla se dé en la viga y no en este muñón.

En caso que decida seguirse el criterio de estructuración arriba mostrado, existen varias opciones de conexiones que se emplean en México, la mostrada en la Figura 5-104 es solo una de ellas, consistente en una adecuación de la conexión precalificada tipo BEP, siendo necesario realizar trabajos adicionales a los mínimos requeridos. Un principio básico en la fabricación de estructura metálica, es realizar las cosas de la manera más simple posible, tratando de estandarizar elementos de modo que no se tengan demasiadas piezas distintas entre sí, lo que además de multiplicar el trabajo, extiende los tiempos e incrementa los costos (González Roser y Alvarez Martínez 2014).

El principio de la sencillez en conexiones se ve claramente ignorado en la conexión mostrada en la fotografía anterior; piénsese en lo siguiente: se desea conectar una viga a una columna, para ello, la conexión mostrada requiere los siguientes pasos:

1. Fabricar un muñón y soldarlo al alma de la columna, realizando una primera conexión (columna – muñón).
2. Enseguida, se fabrica una placa extremo para después soldarla al muñón previamente agregado a la columna, realizando una segunda conexión (muñón – placa extremo).
3. Fabricar otra placa extremo de iguales dimensiones que la realizada en el paso anterior, para soldarla a la viga que habrá de conectarse a la columna, siendo esta la tercera conexión hecha (viga – placa extremo).
4. Durante el montaje de la estructura, posicionar ambos elementos columna y viga para finalmente atornillar ambas placas extremo, siendo esta la cuarta y última conexión del ensamble (placa extremo – placa extremo).
5. Nótese que para hacer una sola unión, de elegir este arreglo son necesarias cuatro conexiones, (con los procedimientos inherentes que cada una de ellos conlleva: corte de placa, barrenado, armado, soldadura y pintura). Lo ideal siempre, es seguir el criterio del que parten las conexiones precalificadas (donde la conexión con placa extremo se hace únicamente llegando al patín de la columna), únicamente se requieren dos conexiones, de la placa extremo a la viga y atornillar esta placa extremo con el patín de la columna (pasos 3 y 4) siendo esta la manera más sencilla de realizar la conexión.

Como se puede observar en la Figura 5-104, a este nudo converge una viga a cada lado del alma de la columna, por tanto el procedimiento arriba enlistado, debe realizarse dos veces, duplicando así el trabajo necesario para conectar a una sola columna, piénsese en el caso de un edificio de “n” niveles, con “n” cantidad de columnas que requerirían este detalle; esto a todas luces no es un proceso ideal en fabricación y por ende repercute en otras áreas elevando tiempos y costos (González Roser y Alvarez Martínez 2014).

5.12.2 Comentarios acerca de conexiones a través del eje débil de una columna IR

Aunque esta configuración de conexiones no es deseable, tampoco queda estrictamente prohibida, cuando se opte por conectar una viga al alma de la columna se debe tener conciencia de que si bien se han llevado a cabo estudios para tener un indicativo general del comportamiento de este tipo de configuración, solo se ensayaron conexiones tipo RBS, (donde de manera inesperada mostraron un adecuado comportamiento con esta orientación) y no se considera que a la fecha exista suficiente información como para poder precalificar este tipo de conexiones. (FEMA-350 2000). Así pues, en ausencia de conexiones precalificadas con esta configuración y a menos que los miembros que se conectan por el eje débil tomen solo una pequeña parte de la resistencia lateral de la estructura, de manera obligatoria deberán realizarse pruebas para esta conexión según el procedimiento indicado (FEMA-350 2000); no pueden tampoco extrapolarse resultados de análisis hechos para una columna orientada por su eje fuerte. (FEMA-267 1995). Si estas conexiones se emplean en ambos ejes de la columna, la prueba debe incluir además efectos de flexión biaxiales en la conexión.

Uno de los requisitos establecidos para que una conexión pueda precalificar es que la unión cumpla con el criterio de columna fuerte viga débil, en conexiones llegando al alma de la columna, esto es muy complicado debido a la baja resistencia de la columna en tal dirección, sin embargo, bajo ciertas condiciones, el mismo documento de normativa sísmica del AISC de 1997 ha realizado algunas excepciones que permiten conectar al eje débil, estas excepciones no han sido revocadas y de hecho el interés en redundancia generado por las fallas de Northridge ha incrementado su uso, (en la medida pertinente) a los marcos tipo SMF, donde las conexiones viga-columna se hacen a momento (con la ventaja de no requerir arriostramientos) y forman parte del sistema resistente a fuerzas laterales.

Donde el código de construcción permita el uso de sistemas orientados con la columna por el eje débil para todos o para gran parte del sistema resistente lateral, se amerita un enfoque más conservador. El uso de sistemas con columna débil como resistencia primaria lateral, es aun fuertemente discutido y en zonas sísmicas, por la baja ductilidad que a simple vista desarrollaría esta conexión, no debería considerarse como un método aceptable para evitar conectar al patín de la columna (FEMA-267 1995) sin embargo, este tipo de arreglos pueden emplearse sin problemas en zonas de baja sismicidad.

Sin embargo, aunque la lógica indicaría que la demanda de esfuerzos en conexiones orientadas al eje débil de la columna, fallarían por la articulación de la columna, la evidencia sugiere que este pudiera no ser el caso, ya que se ha reportado el caso de la estructura de un hospital afectado por el sismo de Northridge donde casi todas sus conexiones viga-columna experimentaron fallas, a pesar de que muchas de ellas no tenían condiciones de columna débil (FEMA-267 1995).

5.12.3 Conexiones a través del eje débil de una columna IR a modelar en Abaqus

Como se comentó anteriormente, existen diversas configuraciones para conectar una viga de manera rígida a través del alma de la columna, estas pueden ser mediante una placa extremo soldada a un muñón (Figura 5-104), conexión tipo árbol (Figura 5-100), conexión con cubreplacas completamente soldadas (Figura 5-98), o bien conexión con cubreplacas atornillada en patines y

alma de la viga (sección A-A en la Figura 5-94), entre otras. Se ha elegido la opción completamente soldada con cubreplacas por considerarlas (basado en experiencia personal de quien escribe) como una de las conexiones más empleadas en nuestro país, para realizar un modelo de elementos finitos que permita tener una predicción acerca de su comportamiento ante cargas cíclicas y poder definir si es o no potencialmente aplicable para conectar elementos de marcos tipo SMF. Del capítulo I, la conexión soldada recibe la clave: IR – PVS – A – IR.

Desde el inicio de este proyecto se planteó el investigar conexiones que sean de uso común en la realidad, bajo esta premisa, para la siguiente conexión a evaluar, se han tomado un diseño realizado por un despacho de ingeniería que ya ha sido incluso fabricado y montado, en tal diseño se detallan todos los componentes y los materiales empleados, sin embargo no se indican los elementos mecánicos considerados en su diseño, por lo que no es posible realizar una revisión externa para verificar el diseño final mostrado. Es importante hacer notar, que como se observa en el apéndice B del presente estudio, esta conexión no cumple con el radio de momentos mínimo requerido por la normativa sísmica del AISC (AISC 341-16 2016), que busca seguir la filosofía de columna fuerte – viga débil, sin embargo, se recalca el interés en evaluar el comportamiento de conexiones de uso común en nuestro país que frecuentemente quedan fuera de toda norma, siendo este uno de los tipos de conexión más usuales.

5.12.4 Proceso de fabricación de conexión soldada al alma

El proceso de fabricación de este tipo de conexión es el siguiente:

- Se cortan las cubreplacas y la placa de cortante para el alma de la viga (bien pueden ser otros elementos como ángulos)
- En taller se suelda la cubreplaca inferior para servir de asiento a la viga durante el montaje.
- Durante el montaje se “sienta” a la viga y se suelda a esta cubreplaca inferior, así como se suelda el elemento para transmitir el cortante (placa o ángulos)
- Por último se suelda en campo la cubreplaca superior (Figura 5-105).

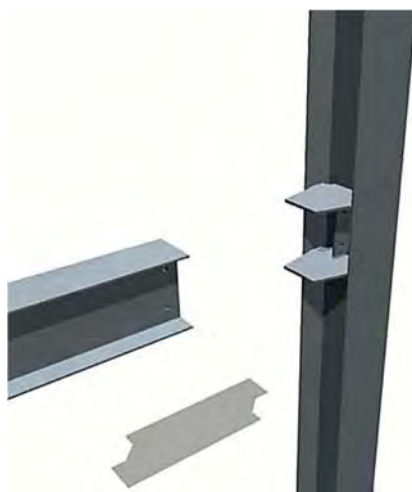


Figura 5-105 Conexión a momento completamente soldada llegando al eje débil de columna IR
https://engineering.purdue.edu/~jliu/courses/CE470/PPT_PDF/AISC_ConnectionsJL.pdf

En la imagen anterior se observa que las cubreplacas usualmente no son rectangulares, sino que se les hace un recorte para disminuir su ancho a partir del paño de la columna hasta el extremo mismo de la cubreplaca, esto con la intención de no generar concentraciones de esfuerzos en las esquinas de las placas, recordando que, de los trabajos desarrollados por Pourbohloul y colaboradores (1983) se encontró que aquellas conexiones que presentaron un mejor comportamiento fueron aquellas en donde la cubreplaca se extendió más allá de los patines de la columna, realizando una reducción en su ancho con una longitud mínima de tres pulgadas (Figura 5-106).

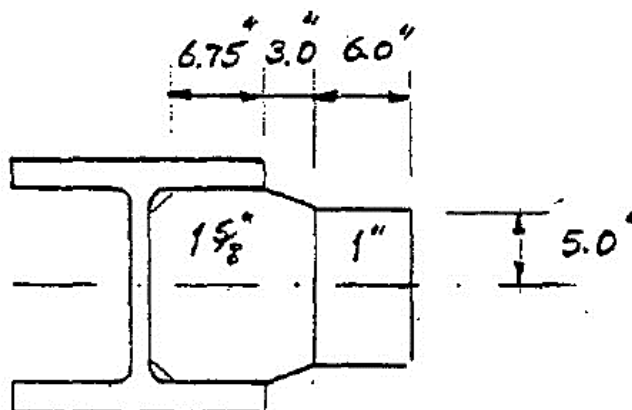


Figura 5-106 Configuración de conexión que presentó el mejor comportamiento de las ensayadas por Pourbohloul, Wang y Driscoll se observa como la longitud de la reducción que se indica es de tres pulgadas (Pourbohloul et al. 1983).

En ocasiones, algunos fabricantes pensando en eliminar la soldadura de campo por las particularidades que ella conlleva (mano de obra calificada, inspección de calidad, etc.) optan por hacer una modificación en este tipo de conexiones, enviando desde taller soldadas a la columna la placa de cortante y las cubreplacas superior e inferior como se observa en la Figura 5-107.



Figura 5-107 Columna con todos los accesorios soldados desde taller.

La práctica ilustrada en la figura anterior debe ser realizada de manera sumamente minuciosa, pues debe considerarse para el posicionamiento de las cubreplacas no solo el peralte nominal de la viga, sino además, una tolerancia o descalibre que pueden tener las vigas desde el molino, usualmente de 1/8 de pulgada hacia arriba o hacia debajo del peralte teórico nominal (ASTM 2007), de no tomarse esta precaución, es posible que la viga no entre en el espacio entre las cubreplacas, o bien, si se deja una holgura mayor, será preciso posteriormente, rellenar esos espacios mediante placas de relleno tipo peine. Además, cabe la posibilidad de que producto del calor transmitido al soldar las cubreplacas a la columna, el espacio entre estas se “cierre” dificultando así el montaje de las vigas al reducir ese espacio.

5.12.5 Modelado de conexión soldada al alma

De nueva cuenta, como se muestra en la Figura 5-108 se trata de una conexión simétrica, por ello se modela únicamente la mitad de la conexión dentro de Abaqus.

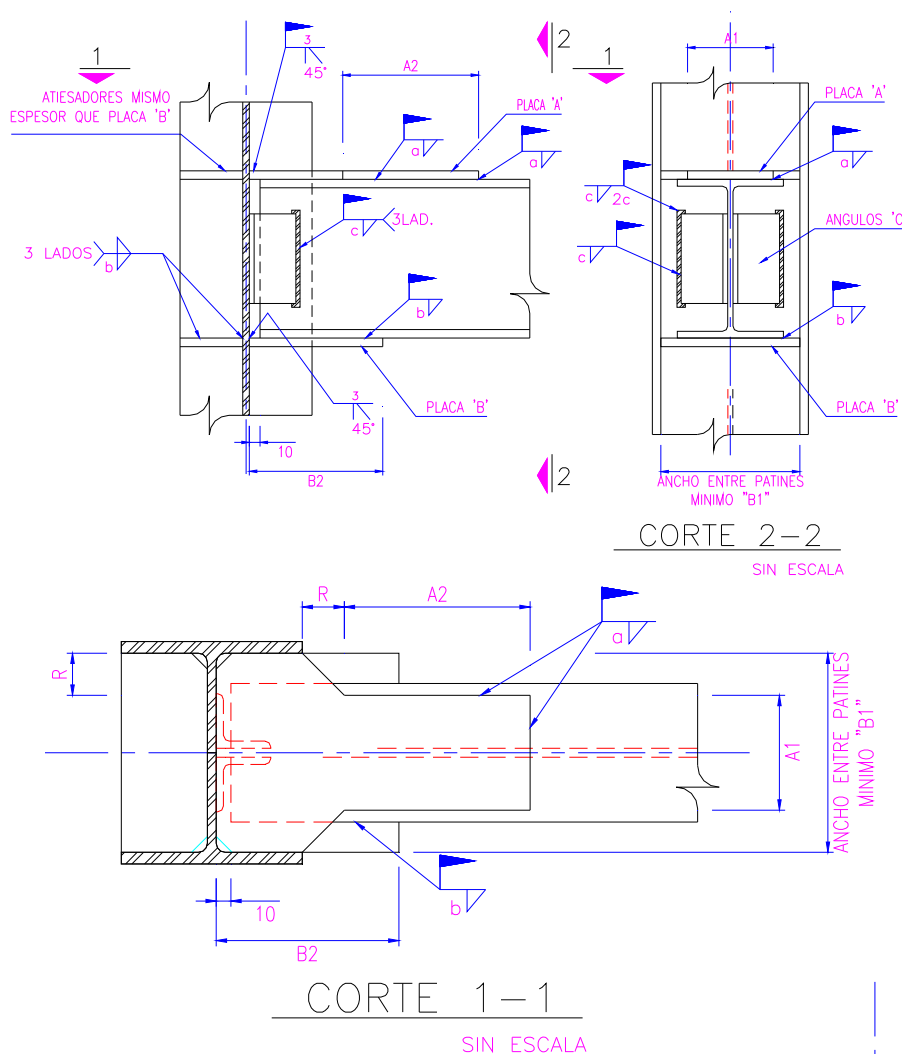


Figura 5-108 Detalles de la conexión a momento soldada a modelar

Partes en conexión soldada al alma

La conexión consta de las partes mostradas en la Tabla 5-16, cuyas dimensiones se obtienen del diseño arriba comentado. En este punto, se debe aclarar lo siguiente: del diseño de la conexión únicamente se obtienen perfiles, espesores y geometría de placas, sin embargo, tales conexiones no han sido ensayadas en laboratorio ni tampoco modeladas en elemento finito, de modo que no se cuenta con una configuración de prueba que replicar en Abaqus, es así que en vista de la buena aproximación que resultó del modelo de calibración, se opta para los presentes modelos, en semejar la configuración en T, con las longitudes empleadas por Sumner (2003).

Tabla 5-16 Geometría de los componentes de la conexión soldada IR - PVS - A- IR

| Elemento | Geometría |
|---------------------|-----------------------------------|
| Columna | W 14 X 90 (Longitud = 241.25 in) |
| Viga | W 16 X 50 (Longitud = 266.438 in) |
| Cubreplaca superior | Placa de 25.40 mm (1") |
| Cubreplaca inferior | Placa de 19.05 mm (3/4") |
| Ángulos de conexión | (2) L 4 X 4 X 5/16 |
| Atiesador superior | Placa de 25.40 mm (1") |
| Atiesador inferior | Placa de 19.05 mm (3/4") |

Propiedades de materiales en modelo soldado al alma

Del diseño de la conexión se identifican las propiedades de los materiales, en este caso, los perfiles viga y columna son A572-Grado 50, en tanto que los ángulos y las placas de conexión son acero A-36 dentro del modelo de elemento finito se considera un tipo de endurecimiento plástico combinado con los parámetros de Chaboche (Morrison 2015). Operando en el módulo *assembly*, moviendo y rotando las partes, se arma la conexión recordando que se modela únicamente la mitad (Figura 5-109 y Figura 5-110).

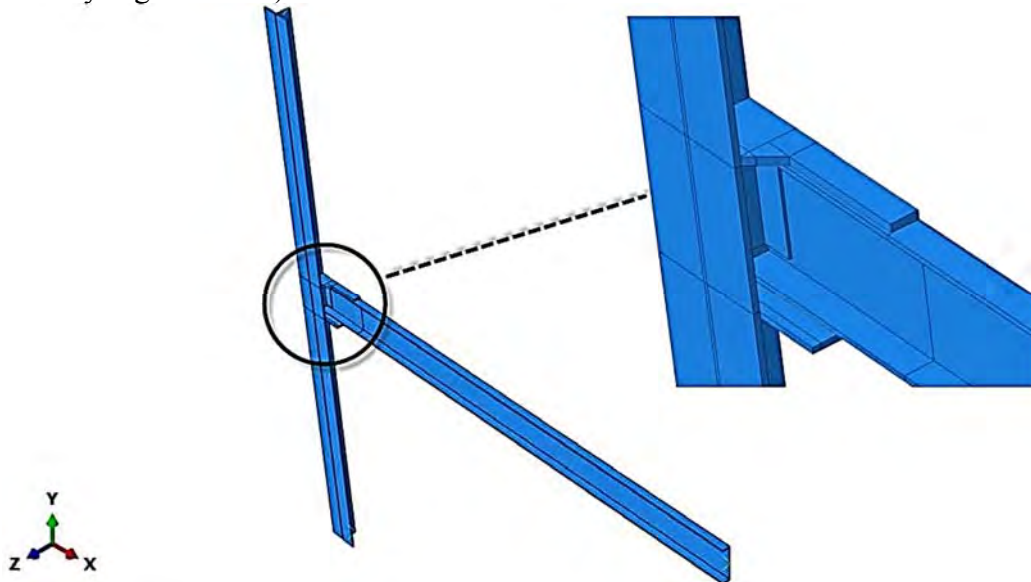


Figura 5-109 Ensamblaje de la conexión IR - PVS – A – IR

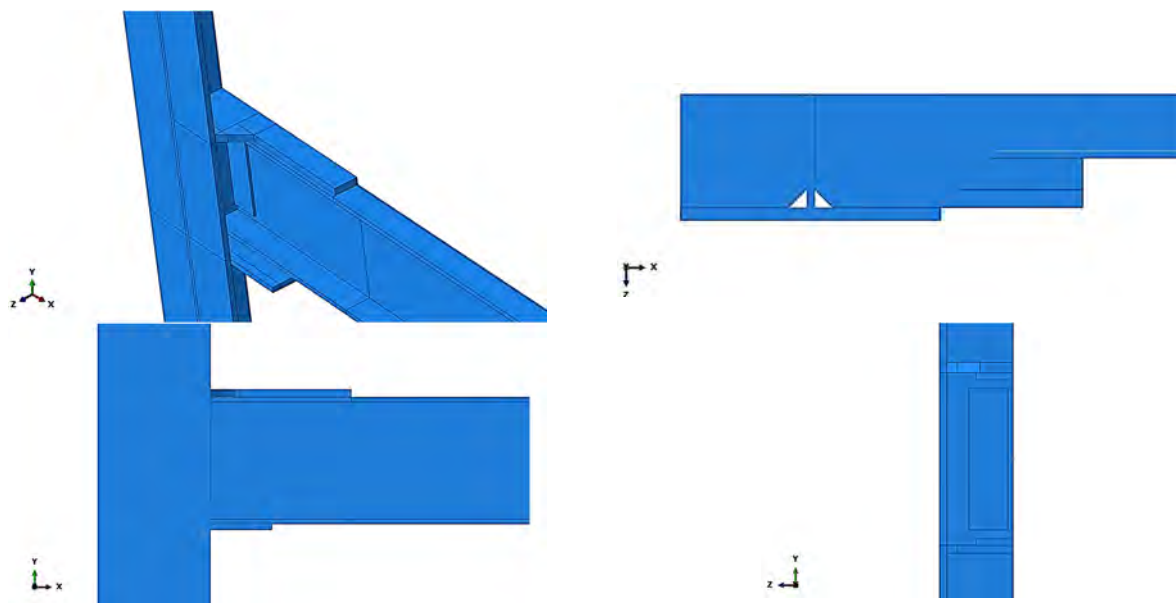


Figura 5-110 Vistas isométrica, superior, lateral y frontal respectivamente de la conexión soldada modelada en Abaqus.

Interacciones en modelo soldado al alma

Una diferencia notable se presenta en este modelo con relación a los modelos anteriores mostrados, en ellos la presencia de tornillos juega un papel importante, pues la presencia de estos obliga a crear dos tipos de contactos especiales, el contacto friccionante y el contacto sin fricción, el primero se usa para establecer contacto entre partes que podrán o no separarse o presionarse entre sí de acuerdo a la carga aplicada, así como el contacto entre cabeza de tornillo o tuerca con las placas o perfiles, el segundo contacto, sin fricción, se utiliza para simular el roce entre el vástago de un tornillo y el barreno que lo aloja. En el presente modelo, al ser completamente soldado, no existe ningún tornillo, por ende, no es necesario crear estas interacciones y se representan las uniones entre los componentes de acuerdo al contacto tipo *tie*, simulando que se encuentran todas soldadas permaneciendo unidas a lo largo del análisis.

Pasos de análisis en el modelo soldado al alma

Este modelo, consta únicamente de un solo paso, (al no haber tornillos, no es necesario crear un paso para la pretensión de ellos) por ende, solo se crea un paso llamado “Desplazamiento”, durante el cual se asigna el protocolo de desplazamiento SAC.

Cargas en modelo soldado al alma

Al igual que en el módulo *step*, si no existen tornillos, tampoco es necesario aplicar ninguna fuerza como tal, sin embargo, dentro del mismo modulo *load*, se aplica a manera de desplazamiento el protocolo de desplazamientos (SAC Steel Project 1997) como se comentó en el capítulo de calibración.

Protocolo de desplazamiento cíclico en el modelo soldado al alma

Como se especificó en el apartado de partes, se toma para el presente modelo la misma configuración y longitudes de los elementos viga y columna que los empleados en el modelo de calibración, por ende, los desplazamientos cíclicos serán los mostrados en la Tabla 5-7 “Desplazamientos requeridos en la viga” del capítulo de calibración.

Visualización de resultados en el modelo soldado al alma

Los resultados de interés para este modelo son la fuerza y desplazamiento en el extremo libre de la viga en el sentido vertical, datos a través de los cuales se genera la gráfica momento – distorsión. Estos valores se obtienen del módulo *Visualization*.

De la Figura 5-111 y la Figura 5-112 se obtienen los valores teóricos esperados de acuerdo al modelo de elemento finito que podría alcanzar esta conexión, obteniendo los siguientes resultados:

Fuerza: 108,473.2 N

Desplazamiento: 366.119 mm

Momento: 6,471.36 Kip-in

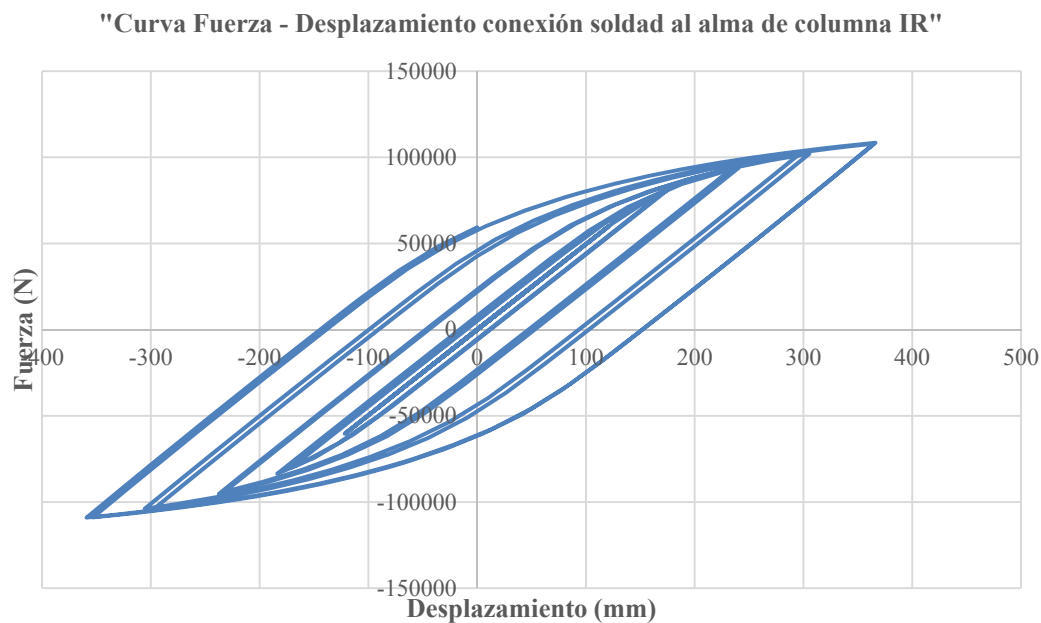


Figura 5-111 Curva fuerza - desplazamiento para la conexión a momento completamente soldada.

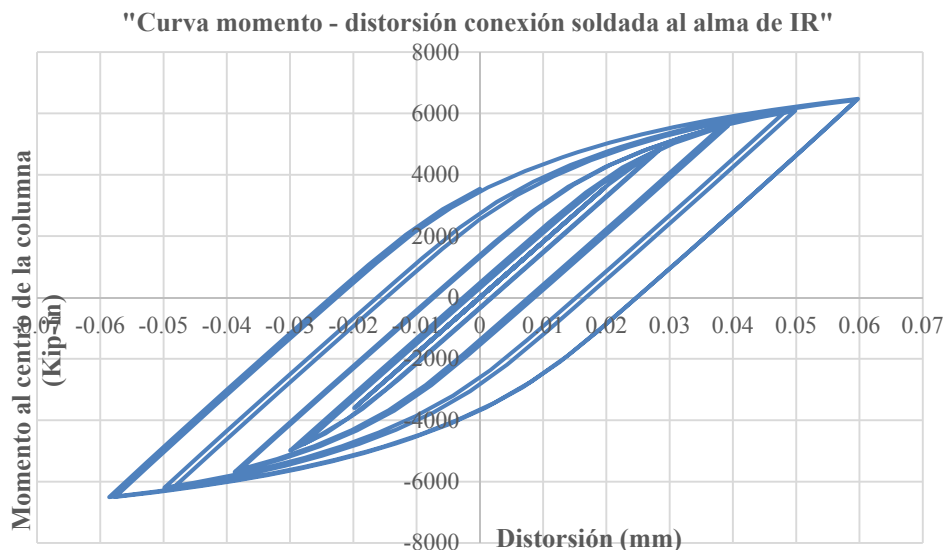


Figura 5-112 Curva momento - distorsión para la conexión a momento completamente soldada.

En la Figura 5-113 se observa como la conexión soldada al alma de una viga IR, si bien muestra una pendiente mucho más pronunciada que para los casos anteriores comentados y no se observa una degradación notoria en la curva momento – distorsión, esta indica que teóricamente la conexión precalifica pues a la distorsión del 4% llega a un valor de momento de 1.3 veces el momento de la viga.

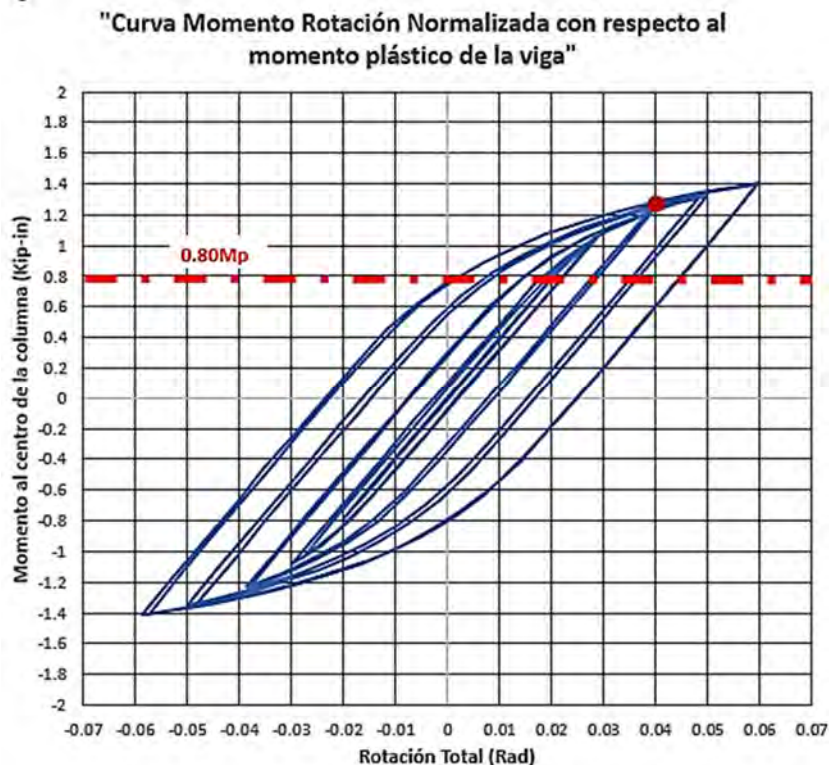


Figura 5-113 Curva momento - distorsión para la conexión a momento completamente soldada normalizada con el momento plástico nominal de la viga.

En la Figura 5-114, Figura 5-115 y Figura 5-116 al igual que en casos anteriores, se muestran de manera respectiva los esfuerzos de Von Mises máximos, la ubicación de las articulaciones plásticas, que justo como se espera, aparecen en primer lugar, como indica la teoría en los patines de la columna donde hacen contacto las cubreplacas, debido a las concentraciones de esfuerzos transmitidas, en segundo lugar, estas se forman en los patines de la viga y se originan en los extremos de las cubreplacas y en la última imagen se indican los esfuerzos máximos alcanzados por cada componente durante el análisis.

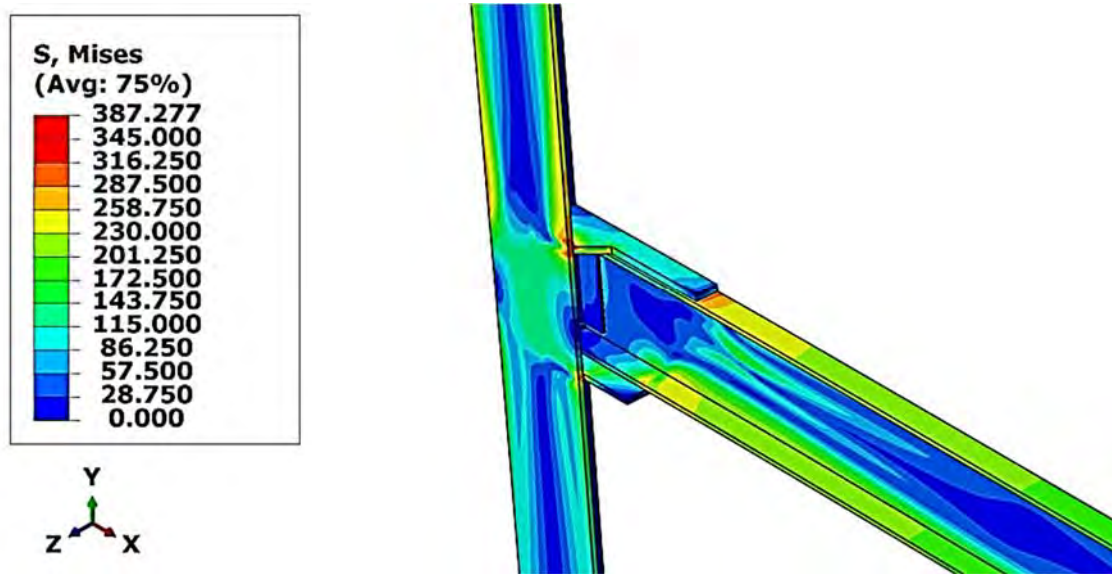


Figura 5-114 Estado de esfuerzos en la conexión con cubreplacas soldada al alma de la columna al finalizar el análisis.

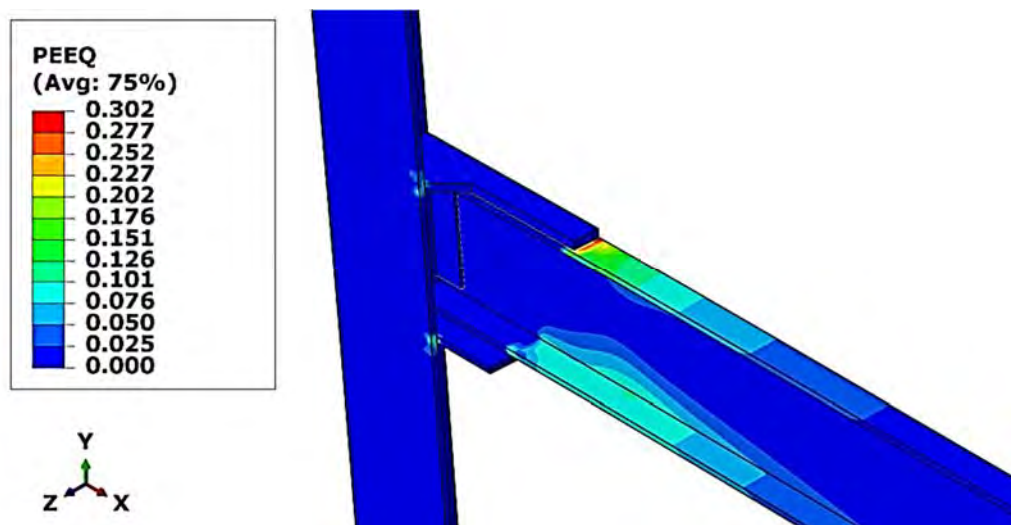


Figura 5-115 Formación de articulaciones plásticas en la conexión completamente soldada con cubreplacas.

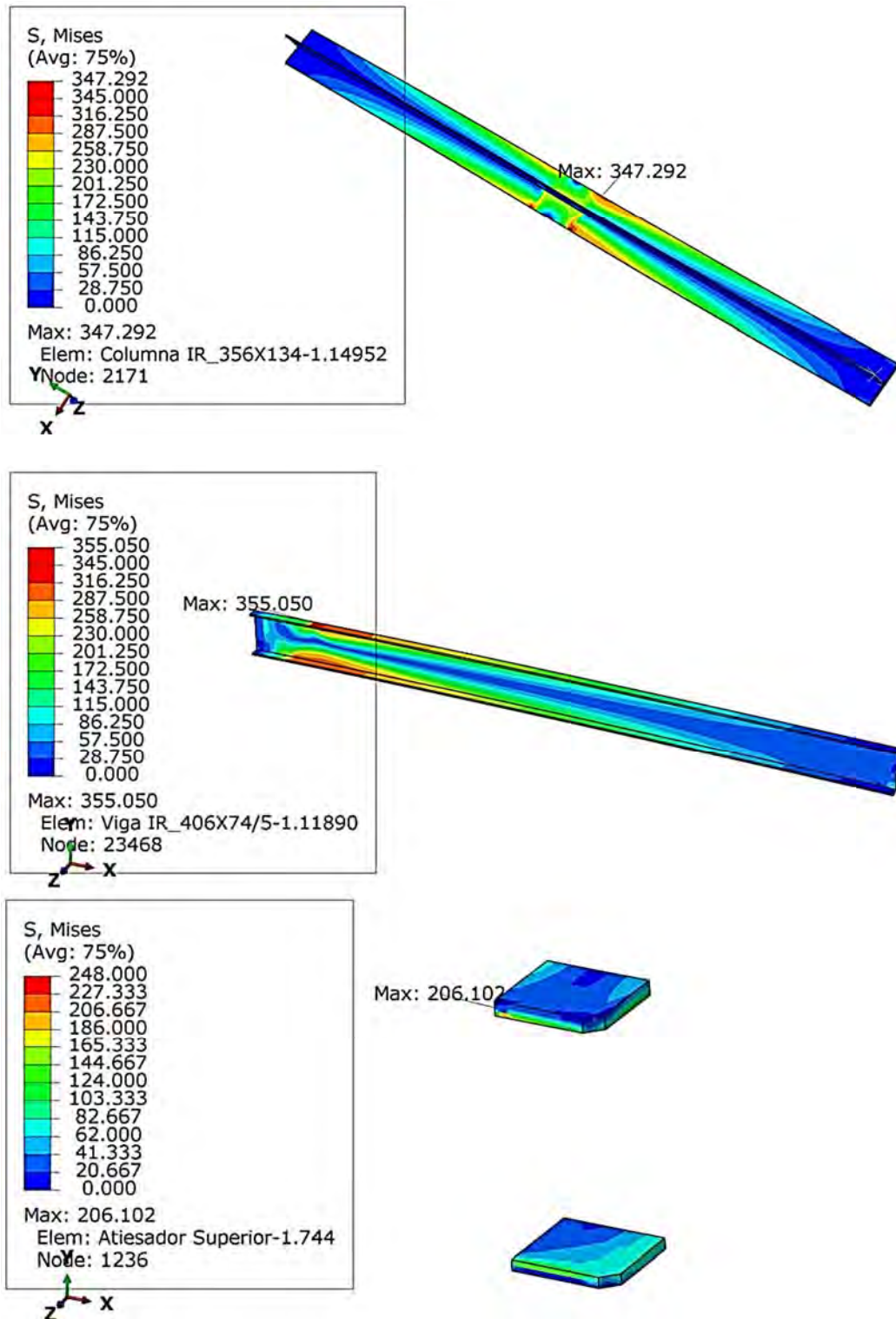


Figura 5-116 Esfuerzos máximos en la conexión soldada llegando al alma de la columna.

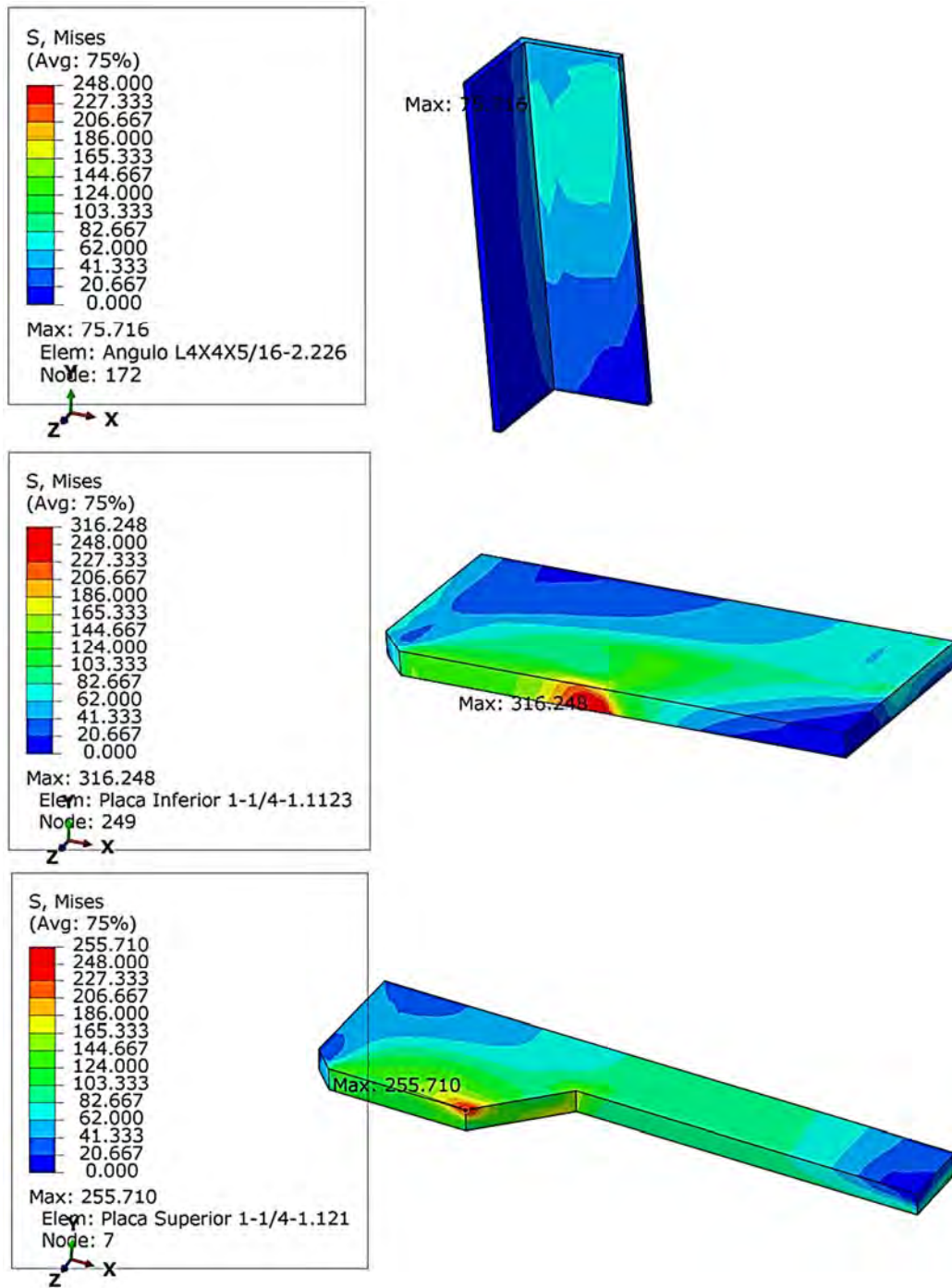


Figura 5-116 (Continuación) Esfuerzos máximos en la conexión soldada llegando al alma de la columna.

En la Figura 5-117 se muestra el punto en el que inicia la fluencia en los componentes que fluyen de la conexión soldada llegando al alma de la columna IR.

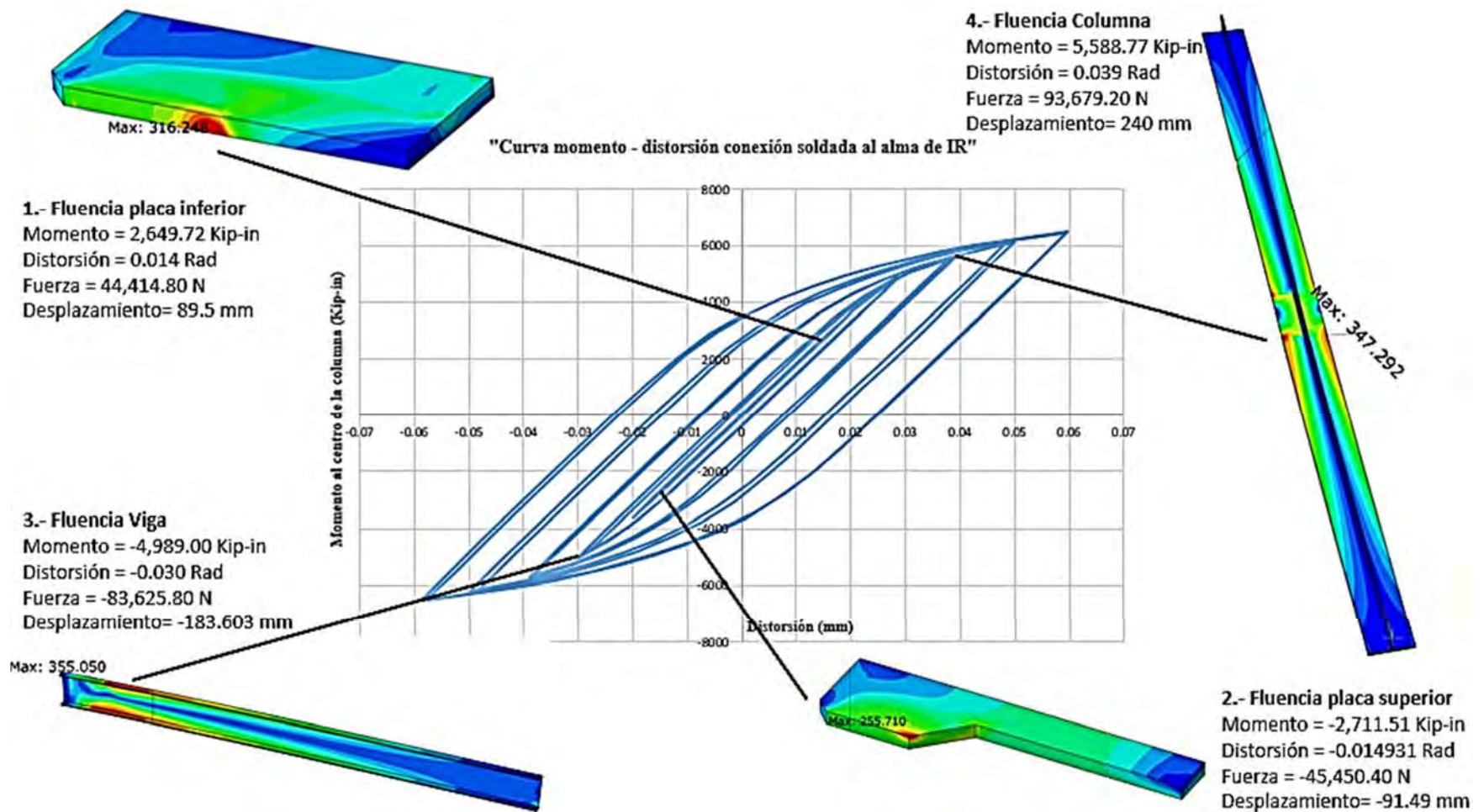


Figura 5-117 Inicio de la fluencia en los elementos que la alcanzan para la conexión soldada al alma de columna de perfil IR.

5.13 Comparativa entre cíclico e incremental

El que los modelos hasta ahora mostrados se hayan evaluado bajo la acción de desplazamientos cíclicos, obedece al hecho de que además de ser este es un requisito para precalificar una conexión de acuerdo al AISC 341-16, esto permite, cuando se consideran las propiedades elasto plásticas adecuadas, mostrar degradación de resistencia en la curva histerética momento - distorsión de la conexión, que como se mostró antes, efectivamente sucede considerando un endurecimiento plástico combinado.

Enseguida en la serie comprendida de la Figura 5-118 a la Figura 5-121 se presenta una comparativa para todos los modelos previamente evaluados, al ser sometidos ahora a un desplazamiento incremental, aplicado en el mismo punto de referencia del extremo libre de la viga de la conexión. El desplazamiento aplicado corresponde al desplazamiento máximo que lleve a la conexión a una distorsión del 6% tal como se consideró en los casos cíclicos, con esto se espera, que el mismo desplazamiento, aplicado ahora de manera incremental y no por ciclos, sea capaz de llevar de igual manera a cada una de las conexiones al rango plástico y entonces realizar una comparativa entre los valores de momento máximo alcanzados en los casos cíclicos contra los monotónicos incrementales.

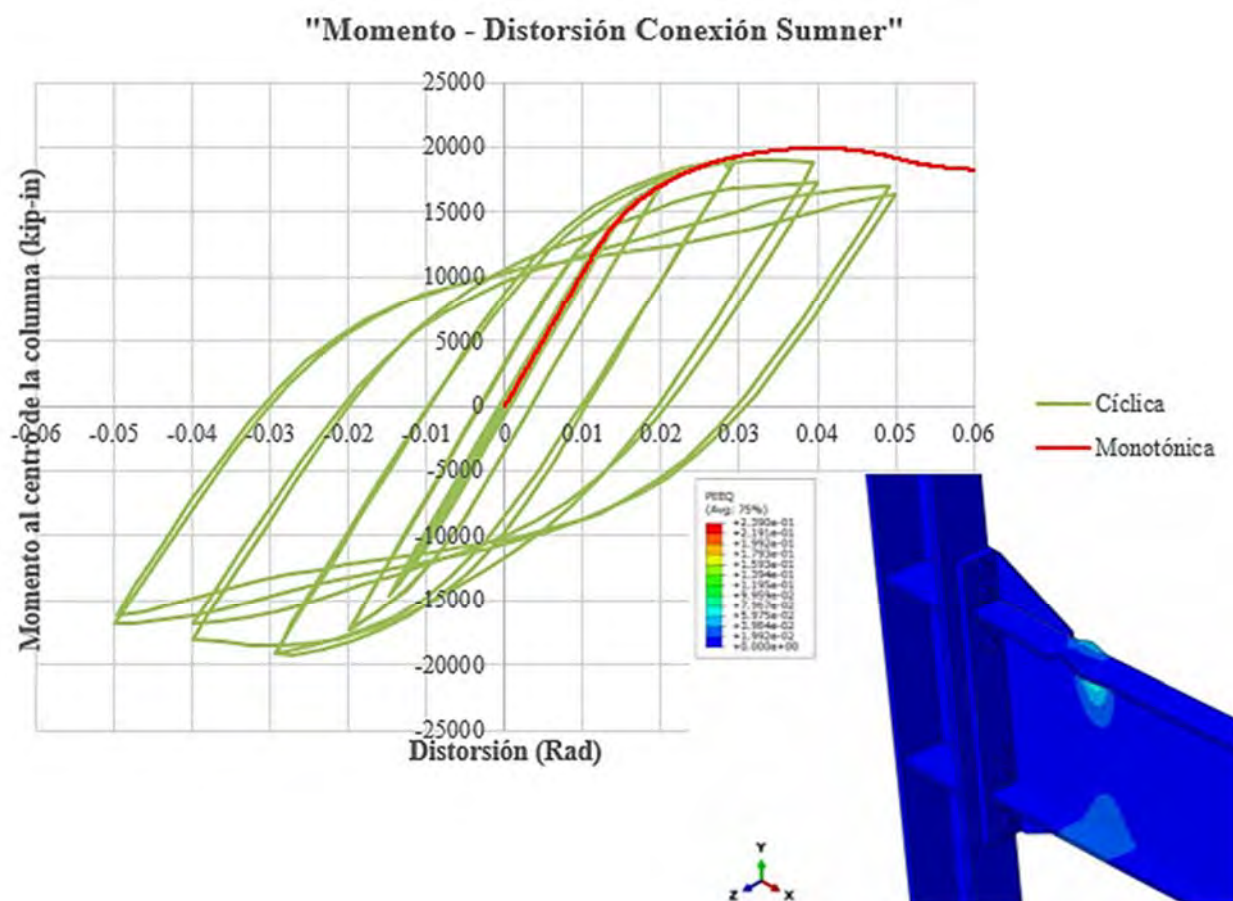


Figura 5-118 Comparativa en curva momento-distorsión para la conexión con placa extremo atornillada.

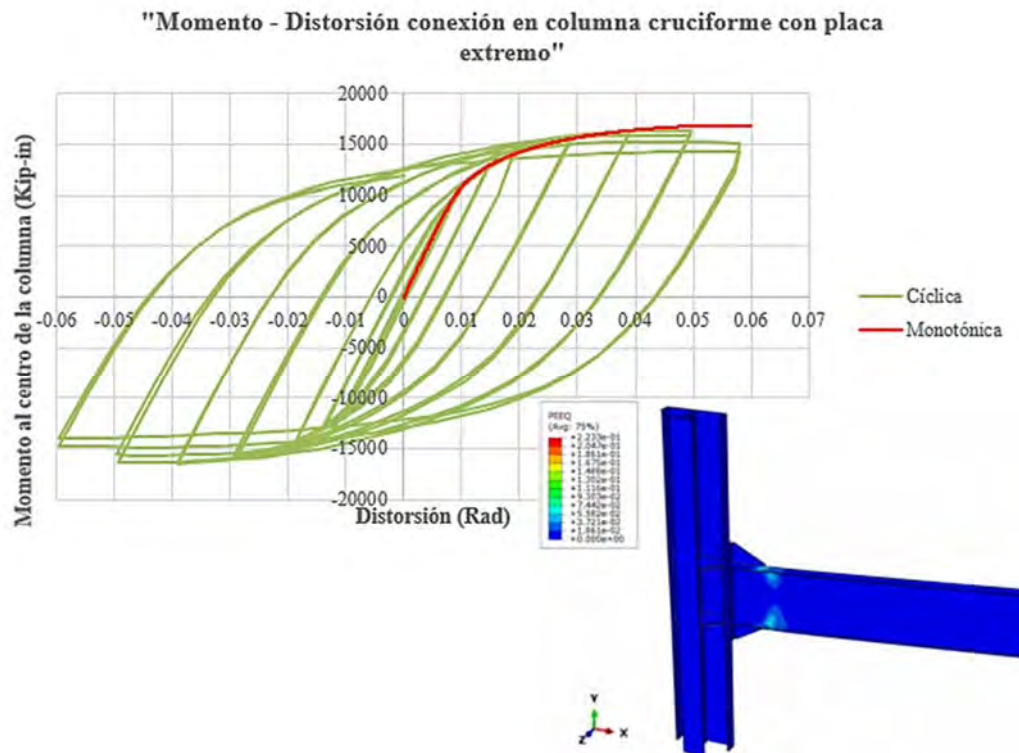


Figura 5-119 Comparativa en curva momento-distorsión para la conexión con placa extremo atornillada para columna de sección cruciforme.

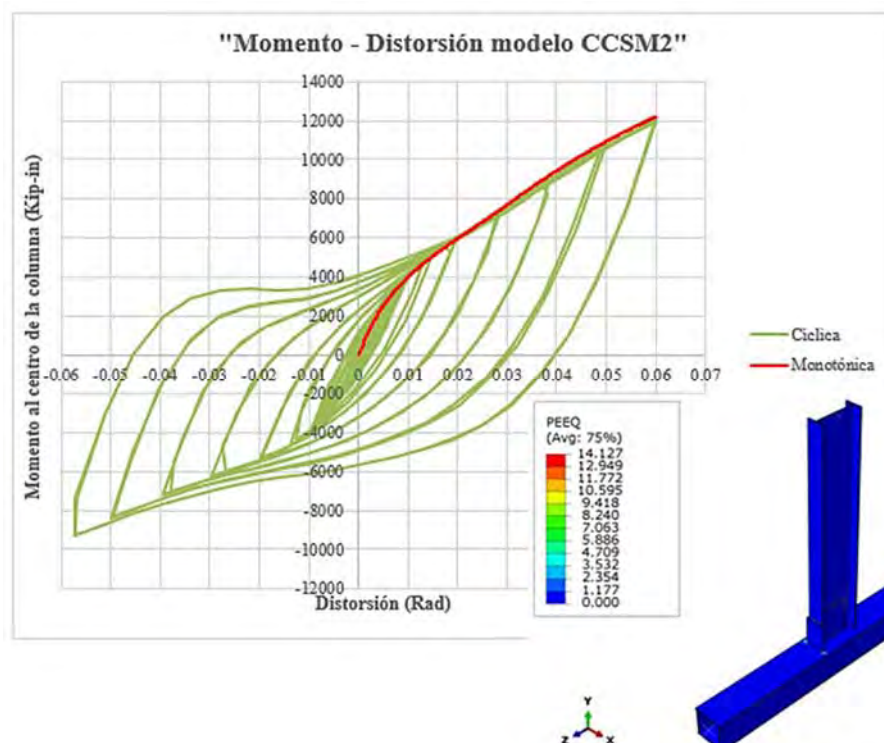


Figura 5-120 Comparativa en curva momento-distorsión para la conexión completamente soldada en columna cajón.

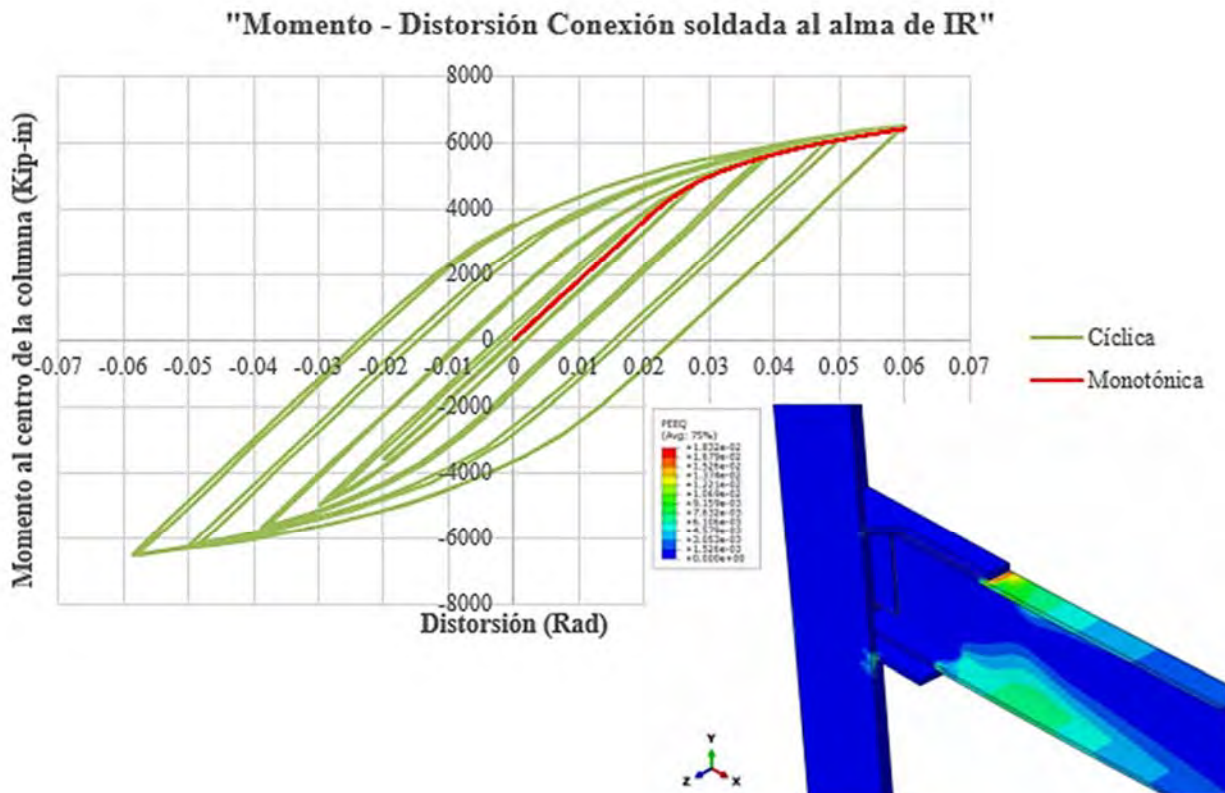


Figura 5-121 Comparativa en curva momento-distorsión para la conexión completamente soldada llegando al eje débil de columna de sección IR.

De la comparativa anterior se observa como a través de ambos procedimientos (cíclico e incremental) se obtienen los mismos resultados en cuanto al momento máximo que se espera alcance la conexión, sin embargo, si se desea observar la degradación de resistencia a través del efecto Bauschinger, es preciso someter los modelos a un protocolo de desplazamiento cíclico.

CAPÍTULO VI

CONCLUSIONES

6.1 Conclusiones

La presente tesis evaluó, a través de análisis con elementos finitos, un grupo de conexiones que suelen ser utilizadas en la práctica de México como conexiones en marcos rígidos de acero. Estas conexiones cuentan con un respaldo nulo o muy bajo de evaluaciones previas, incluyendo la ausencia de pruebas experimentales u otros estudios complementarios para su aplicación en marcos dúctiles de acero. Como un primer paso de un proyecto integral de la evaluación de conexiones comunes para marcos a momento en la práctica en México, esta tesis evaluó, a partir de simulaciones numéricas y siguiendo el protocolo de pruebas establecido en el AISC 341, cuatro conexiones típicas en la práctica de México con columna cajón, columna cruciforme, columna IR conectada al alma y columna IR conectada a patín con placa extremo atiesada; de esta última si se contrastó la predicción de la respuesta numérica con la reportada en un ensaye experimental por Sumner y Murray. Esta calibración permitió ajustar la predicción numérica de la respuesta para el resto de conexiones en donde no se cuenta a la fecha con pruebas experimentales realizadas en laboratorio.

Al no existir en México algún documento que marque los lineamientos a seguir en cuanto al diseño de conexiones en estructuras de acero ante eventos sísmicos, suele recurrirse a la normativa norteamericana ((AISC 358-16 2016), (AISC 341-16 2016)); pese a que ella indica de manera clara los requerimientos necesarios y tipos de conexiones que han sido ensayadas y han mostrado un comportamiento satisfactorio, no resulta extraño encontrar conexiones en nuestro país que quedan fuera de lo estipulado en tales normas, sea por el tipo de perfiles empleados, orientación y/o dimensiones de los mismos, configuraciones, etcétera. Estas discrepancias pueden obedecer a diversos motivos, incluyendo el desconocimiento en cuanto a la normatividad, condiciones particulares del proyecto, disponibilidad de los materiales, la falta de personal calificado para cuestiones como inspección y control de calidad, entre otras. Estas tropicalizaciones, si bien no pueden ser descartadas en su totalidad al no existir suficiente evidencia o registro de su comportamiento, tampoco pueden considerarse confiables y calificables para su uso en marcos dúctiles de acero. Existe así un vacío y un desconocimiento en cuanto a las prácticas seguidas en la construcción de conexiones de acero en México y como se comportarían las mismas al someterse a un evento sísmico.

Recordando que el método de los elementos finitos no deja de ser una aproximación, como se comentó previamente, este método brinda resultados confiables hasta cierto punto, dado que durante el proceso se realizan diversas simplificaciones (e.g. aprovechar ejes de simetría y modelar media conexión cuando esto sea posible), e hipótesis (e.g. propiedades de los materiales, ignorar esfuerzos residuales, descalibres en placas y perfiles, modelado del roscado en tornillos, entre otras. Por lo tanto, replicar de manera exacta un fenómeno físico que es de por sí complejo es un caso sumamente complicado.

Pese a la complejidad de los fenómenos que se pretenden representar, la reseña mostrada en el capítulo de antecedentes, evidencia como el método de los elementos finitos aplicado en diversos tipos de conexiones, sea ante cargas cíclicas o monotónicas, con distintas configuraciones de ensayo, materiales varios y a través de diversos programas (Ansys, Abaqus, Dyna, etc.) ha entregado buenos resultados y predicciones de comportamiento cercanas a la realidad cuando estas se comparan contra experimentales. Los modelos aquí presentados, se han analizado después de efectuar una calibración de un modelo de elemento finito contra un experimental, del cual se

concluyó que la respuesta obtenida del MEF puede considerarse confiable dada la cercanía en los resultados de él obtenidos con los del experimento, dando cierto grado de certidumbre a los resultados alcanzados para las conexiones posteriormente evaluadas de las cuales no existen ensayos experimentales (a este momento) contra las cuales contrastar.

Se debe ser muy enfático en que los resultados obtenidos de este y cualquier otro trabajo desarrollado mediante el método de los elementos finitos debe ser cuidadosamente modelado e interpretado, no basta emplear un software reconocido, siempre será lo más importante el conocimiento del método del usuario, este le permitirá representar de la manera más fiel posible el problema físico en cualquier programa que utilice; a este respecto existe un axioma comúnmente empleado en la ingeniería: EBSB (entra basura, sale basura) si la definición de geometrías, materiales, interacciones, fuerzas y otros parámetros requeridos en un modelo, no se realiza de manera correcta, los resultados obtenidos pierden total validez haciendo inútil el modelado numérico. De igual manera, es preciso cierto grado de conocimiento para dar sentido a los resultados que se obtienen, un software de elemento finito entrega a manera de salida una gran cantidad de datos de diversa índole (fuerzas, esfuerzos, desplazamientos, energía, deformaciones, etcétera) debe ser claro para el usuario que datos de salida le son útiles dada la naturaleza del problema planteado y la respuesta que pretende obtener.

Jamás por más cuidadosamente que haya sido elaborado un modelo de elemento finito, podrá reemplazar a un ensayo experimental, lo ideal es tener ambos modelos, el real y el numérico, esto permite comparar uno con el otro; sin embargo, una de las principales razones de ser del método de elementos finitos es proporcionar un panorama general de como se espera se comporte un fenómeno físico en la realidad siendo este modelado en un programa de computo, ante la imposibilidad de realizar el ensayo en físico por cuestiones diversas: económicas (principalmente) así como logística, tiempos, etcétera. Así pues, realizar físicamente los cuatro prototipos de conexiones mostrados en la presente tesis es sumamente complejo, involucra recursos monetarios, de personal, de instalaciones, de equipo, etcétera, de tal suerte que resulta mucho más práctico (y hasta cierto punto confiable como se comenta previamente) realizar estos modelos en un programa de cómputo, que si bien no dará la respuesta exacta en su totalidad, da al menos un pronóstico aceptable de lo que se puede esperar al ensayar en un laboratorio tales conexiones.

Por lo comentado previamente, se debe ser cauteloso con la interpretación de resultados y no tomarse como válidos al cien por ciento los resultados obtenidos en el presente trabajo en el cual, las cuatro conexiones evaluadas alcanzan los valores mínimos para precalificar bajo los criterios del AISC y por ende las cuatro serían potencialmente aplicables en marcos dúctiles. Sin embargo, se recomienda ampliamente corroborar lo que aquí se presenta con ensayos de pruebas de conexiones a escala real ensayadas en laboratorio. Esto permitirá concluir si efectivamente los resultados aquí mostrados corresponden a la realidad, dado que una de las principales incertidumbres en los modelos mostrados en la presente tesis es que al no modelarse la soldadura se omite la posible fractura de esta, hecho que no resulta para nada extraño durante un experimento, lo mismo sucede con los tornillos, por el tipo de análisis realizado (implícito) no es posible mostrar la ruptura de los tornillos, que también suele ser una de las fallas más usuales al ensayar una conexión.

Pese a que el comportamiento de conexiones se ha estudiado por décadas, a la fecha sigue existiendo un amplio nicho de oportunidades en cuanto a temas por investigar; durante el

desarrollo de la presente tesis, el autor ha encontrado que en la literatura disponible pocos son los casos donde se evalúan conexiones ante cargas cíclicas, en la generalidad de los casos, estas se ensayan ante cargas monotónicas; y menos aún son los reportes encontrados acerca del estudio de conexiones en el programa Abaqus, por lo que uno de los intereses de quien escribe, es que la presente sirva como un ligero punto de apoyo para aquellos interesados en profundizar en este tema; que este trabajo sea una base que les brinde (aunque somero) un conocimiento básico del programa Abaqus (desde luego siempre tomando como base la lectura y estudio del propio manual del programa) y le dé las herramientas elementales para poder desarrollar sus propios modelos e inclusive ir más allá de lo aquí presentado.

Entre las posibles actividades futuras recomendadas se tienen:

- Validar los datos aquí mostrados mediante pruebas experimentales. Cabe mencionar que, dentro de los casos evaluados, en fechas próximas se realizará el ensaye de la conexión con cubreplacas soldadas de una viga de sección IR a una columna armada en cajón (Jesús y Perea, 2017). A partir de los resultados de esta prueba y la obtenida en el presente trabajo se llegará a conclusiones más precisas de esta conexión.
- Realizar análisis de tipo explícito. Con este tipo análisis es posible representar la falla de los componentes de una conexión (fractura de tornillos, desgarre de placas, etcétera) y así comparar los resultados de estos análisis con los implícitos que se reportan en este trabajo.
- Realizar un análisis paramétrico en el que se evalúe un rango amplio de tamaños, materiales y otras condiciones geométricas para estas conexiones. Este análisis paramétrico permitirá proponer rangos adecuados (respecto a los tamaños de perfiles, geometría de la conexión, materiales, entre otros) que garanticen un buen desempeño dúctil de las conexiones.
- Evaluar otras configuraciones geométricas de la prueba. Las conexiones presentadas son configuraciones en “T”, pero resultaría provechoso estudiar columnas interiores conectadas por sus dos lados en un plano (flexión uniaxial), o bien conectadas en sus cuatro extremos (flexión biaxial).
- Evaluar otras configuraciones de conexiones, por ejemplo, incluyendo perfiles huecos PTE o HSS con diafragmas externos e internos, o conexiones con doble T, entre otros casos.
- Adicionalmente, evaluar configuraciones de conexiones que sobre todo favorezcan los procesos de fabricación y montaje.
- Evaluar la influencia de otras variables en la respuesta de la conexión, por ejemplo, la contribución de la losa o el piso, la influencia de la carga axial, entre otras variables.

Referencias

- ABAQUS. (2012). *"Abaqus: Analysis Users Manual."* Fremont, California, Estados Unidos: Dassault Systemes.
- Adan, S. A., y Gibb, W. (2009). "Experimental evaluation of Kaiser bolted bracket steel moment-resisting connections." *Engineering Journal*, pp 181-194.
- Addiah, G. A. (2010). *"Tesis de maestría en ciencias: Investigation of the failure mechanism and moment capacity prediction in a ten bolt flush end plate moment connection."* Universidad de Akron, Akron, Estados Unidos.
- AISC 341-16. (2016). *"Seismic Provisions for Structural Steel Buildings."* AISC: Chicago, Illinois, Estados Unidos
- AISC 358-16. (2016). *"Prequalified Connections for special and intermediate steel moment frames for seismic applications."* AISC: Chicago, Illinois, Estados Unidos
- AISC 360-16. (2016). *"Specification for structural steel buildings."* Chicago, Illinois, Estados Unidos: AISC.
- Andrade García, C. (2015). *"Calificación de conexiones de perfiles I de acero - viga conectada al eje débil de la columna."* Bogotá, Colombia: Universidad Nacional de Colombia.
- Arakelian, A. K. (2008). *"Strenght analysis of bolted shear connections under fire conditions using the finite element approach."* Worcester, Massachusetts, Estados Unidos.
- Astaneh-Asl, A. (1996). *"Steel Tips: Seismic design of bolted steel moment-resisting frames."* Technical Information & Product Service, Structural Steel Educational Council, Structural Steel Educational Council, Berkeley, California, Estados Unidos.
- ASTM. (2007). *"ASTM A6/A6M-07 Standard specification for general requirements for rolled structural steel bars, plates, shapes and sheet piling."* American Society for Testing Materials, Department of Defense. ASTM International: West Conshohocken, Pensilvania, Estados Unidos
- ATC-24. (1992). *"Guidelines for cyclic seismic testing of components of steel structures."* ATC (Applied Technology Council), Redwood, California, Estados Unidos.
- Balc, R., Chira, A., y Chira, N. (2012). "Finite element analysis of beam to column end plate bolted connection." *Civil Engineering & Arquitecture*, 55(1), pp 24-29.
- Blaney, C., Uang, C., Kim, D., Sim, H., y Adan, S. M. (2010). *"Cyclic testing and analysis of retrofitted pre-Northridge steel moment connections using bolted brackets."* Structural Engineers Association of California. SEAOC
- Bleiman, D., Kasai, K., Han, X., Higgns, C., Hodgson, I., y Ricles, J. (1996). "Repair of damaged steel moment frame connections with bolted brackets." *Elsevier Science*.
- Boorse, M. (1999). *"Evaluation of the Inelastic Rotation Capability of Flush End-Plate Moment Connections."* Blacksburg, Virginia, Estados Unidos.
- Bruneau, M., Uang, C. M., y Sabelli, R. (2011). *Ductile Design of Steel Structures* (Segunda ed.). Estados Unidos: McGraw Hill.

- Bursi, O. S., y Jaspart, J. P. (28 de Abril de 1998). "Basic issues in the finite element simulation of extended end plate connections." *Computers and Structures*, pp 361-382.
- Chaboche, J. L. (1989). "Constitutive equations for cyclic plasticity and cyclic viscoplasticity." *International Journal of Plasticity*, 5, pp 247-302.
- Chen, C., Chen, S., Chung, M., y Lin, M. (2005). "Cyclic behaviour of unreinforced and rib-reinforced moment connections." *Journal of Construction Steel Research*, pp 1-21.
- Chen, S. J., Yeh, C. H., y Chu, J. M. (Noviembre de 1966). "Ductile steel beam-to-column connections for seismic resistance." *Journal of Structural Engineering*, 122(11), pp 1292-1299.
- Chou, C. C., Tsai, K. C., Wang, Y. Y., y Jao, C. K. (2008). "Seismic performance of steel side plate moment connections." *The 14th World conference on earthquake engineering*., Beijing, China
- Cook, R. (1995). *Finite Element Modelling for Stress Analysis*. Madison, Wisconsin, Estados Unidos: John Wiley & Sons, Inc.
- Cordova, P., y Hamburger, R. (Octubre de 2011). "Steel Connections: Proprietary or public domain." *Modern Steel Construction*.
- Crisafulli, F. J. (2014). *Diseño sismorresistente de construcciones de acero* (Cuarta ed.). Mendoza, Argentina: Alacero.
- Cruz, H. J. (Abril de 2017). "" *Comunicación personal*. CDMX, México.
- De Buen López De Heredia, O. (1980). *Estructuras de acero, comportamiento y diseño*. Distrito Federal, México: Limusa.
- Deylami, A., y Ahsraf, R. (2004). "Moment resisting connection with SidePlate (Geometric Aspects)." *The 13th World Conference on Earthquake Engineering*., Vancouver, Canadá
- Eldemerdash, M., Abu-Lebdeh, T., y Al Nasra, M. (2012). "Finite Element Analysis of Large capacity end plate steel connections." *Journal of Computer Science*, 8(4), pp 482-493.
- Engelhardt, M. D., Winneberger, T., Zekany, A. J., y Potyraj, T. J. (Agosto de 1996). "The dogbone connection: Part II." *Modern Steel Construction*.
- FEMA. (23 de Abril de 2017). www.fema.gov. Obtenido de www.fema.gov: <https://www.fema.gov/about-agency>
- FEMA-267. (1995). *Interim Guidelines: Evaluation, Repair, Modification and Design of Steel Moment Frames*. SAC Joint Venture, SAC Joint Venture, Sacramento, California, Estados Unidos.
- FEMA-302. (1997). *Provisions NEHRP Recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures*. Washington, D.C., Estados Unidos: BSSC Building Seismic Safety Council.
- FEMA-350. (2000). *Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment - Frame Buildings*. Washington, D.C., Estados Unidos: SAC.

- FEMA-461. (2007). *"Interim Testing Protocols for Determining the Seismic Performance Characteristics of Structural and Nonstructural Components."* ATC, Washington, D.C., Estados Unidos.
- Foces, A., y Garrido, J. A. (2007). "Análisis de uniones atornilladas viga-pilar realizadas con chapa frontal a tope." *Revista internacional de métodos numéricos para cálculo y diseño en ingeniería*, 21(3), pp 35-53.
- Ghobarah, A., Osman, A., y Korol, R. M. (Enero de 1990). "Behaviour of extended end-plate connections under cyclic loading." *Engineering Structural*, 12, pp 15-27.
- González Roser, F., y Alvarez Martínez, C. (2014). "Conceptualización estructural de las conexiones soldadas y atornilladas, requisitos a considerar en la fabricación y montaje." *"Curso práctico de alto nivel de conexiones y sistemas estructurales de acero con énfasis en diseño sísmico"*, Distrito Federal, México
- Hantouche, E. G. (2011). *"Behavior of thick flange built up T-Stub connections for moment resisting frames."*
- Heaton, K. A. (1987). *"Cyclic Behavior of beam-to-column weak-axis moment connections."* Bethlehem, Pennsylvania, Estados Unidos.
- Houghton, D. (1997). "Prototype cyclic testing of the SidePlate moment connection system." *Northridge Earthquake Research Conference.*, Los Angeles, California, Estados Unidos
- IMCA. (2002). *Manual de construcción en acero, diseño por esfuerzos permisibles* (Cuarta ed.). Distrito Federal, México: Limusa.
- IMCA. (2015). *Manual de Construcción en Acero* (Quinta ed.). México, Distrito Federal, México: Limusa.
- Ismail, R. E., Fahmy, A. S., Khalifa, A. M., y Mohamed, Y. M. (2016). "Numerical study on ultimate behaviour of bolted end-plate steel connections." *Latin American Journal of Solids and Structures*, 13, pp 1-22.
- Jiao, Y., Kishiki, S., y Yamada, S. (2012). "Loading protocols employed in evaluation of seismic behavior of steel beams in weak-beam moment frames." *"The 15th World Conference on Earthquake Engineering"*, Lisboa, Portugal, pp 6,7.
- Karns, J. E., Houghton, D. L., Hall, B. E., Kim, J., y Lee, K. (s.f.). *"Analytical verification of blast testing of steel frame moment connection assemblies."*
- Kaushik, K., Sharma, A. K., y Kumar, R. (2013). "Modelling and FE analysis of column to beam end-plate bolted connection." *Engineering Solid Mechanics*, 2, pp 51-66.
- Krawinkler, H. (2009). "Loading histories for cyclic tests in support of performance assessment of structural components." *"Third International Conference on Advances in Experimental Structural Engineering"*, San Francisco, California, Estados Unidos, pp 1-4, 7,8.
- Krawinkler, H., Gupta, A., Medina, R., y Luco, N. (2000). *"Development of Loading Histories for Testing of Steel Beam-to-Column Assemblies."* SAC Steel Project, Department of Civil & Environment Engineering, Stanford.
- Krishnamurthy, N. (1978). "A fresh look at bolted end-plate behavior and design." *Engineering Journal*, 15(2), pp 39-49.

- Lee, C., y Kim, J. (2007). "Seismic design of reduced beam section steel moment connections with bolted web attachment." *Journal of Constructional Steel Research*, pp 522-531.
- Lee, K., Li, R., Chen, L., Hwan Oh, K., y Jung, H. T. (2012). "Cyclic Testing of the column-tree type and the WUF-B weak axis steel moment connections." *The 15th World Conference on Earthquake Engineering*, Lisboa, Portugal, pp 1-9.
- Maggi, Y. I. (2000). "*Análise numérica, via M.E.F. do comportamento de ligacoes parafusadas viga-coluna com chapa de topo.*" Sao Paulo, Brasil.
- Maggi, Y. I. (2004). "*Analise do comportamento estrutural de ligações parafusadas viga-pilar com chapa de topo estendida.*" São Carlos, São Paulo, Brasil.
- Martín del Campo Flores, I. T., y Gómez Bernal, A. (2010). "Estudio experimental de conexiones de acero a momento de vigas I con columna rectangular HSS." En S. M. Estructural (Ed.), *XVII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, León, Guanajuato, México, pp 1-17.
- McCormac, J. C., y Csernak, S. F. (2012). *Diseño de estructuras de acero* (5ta ed.). Distrito Federal, México: Alfaomega.
- Miller, D. K. (1997). "Lessons learned from the Northridge earthquake." *Engineering Structures*, 20(4-6), pp 249-252.
- Mirghaderi, R., y Motallebi, M. (2011). "New Method for providing favorable seismic performance in panel zone regions of moment resisting connections of beams to flanged cruciform column section." *Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, Corfu, Grecia, pp 1-14.
- Moore, K. S., O'Malley, J., y Engelhardt, M. D. (Agosto de 1999). "*Design of reduced beam section (RBS) moment frame connections.*" Technical Information and product service, Structural Steel Educational Council, Structural Steel Educational Council, Moraga, California.
- Moore, K. S., y Feng, J. Y. (2007). "*Design of RBS connections for special moment frames.*" Structural Steel Educational Council, Structural Steel Educational Council. Structural Steel Educational Council: Moraga, California, Estados Unidos
- Morrison, M. L. (2015). "*Innovative seismic performance enhancement techniques for steel building moment resisting connections.*" Raleigh, North Carolina, Estados Unidos.
- Murray, T. M., y Sumner, E. A. (2004). *Steel Design Guide 4: Extended end-plate moment connections seismic and wind applications* (Segunda ed.). Chicago, Illinois, Estados Unidos: American Institute of Steel Construction.
- Perea Olvera, T., y Mendoza Díaz, A. (2012). "Evaluación de columnas de sección cruciforme armadas de dos perfiles de acero IR." *XVIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural.*, SMIE: Acapulco, Guerrero, México
- Plumier, A. (1997). "The Dogbone: Back to the future." (A. I. Construction, Ed.) *Engineering Journal*.
- Pourbohloul, A., Wang, X., y Driscoll, G. (Febrero de 1983). "Tests on simulated beam-to-column web moment connection details." *Fritz Laboratory Reports. Paper 2259.*

- Preece, F. R., y Collin, A. L. (1993). *"Structural steel construction in the 90's."* Structural Steel Education Council. Steel Tips: Moraga, California, Estados Unidos
- Rentschler, G. P., Chen, W. F., y Driscoll, G. C. (Marzo de 1978). "Tests of beam-to-column web moment connections." *Fritz Engineering Laboratory Report 405.9*.
- Rentschler, G. P., y Chen, W.-F. (1977). *"Report 405.7 "Test and analysis of beam to column web connection details."* Lehigh University, Department of Civil Engineering Fritz Engineering Laboratory, Bethlehem, Pennsylvania, Estados Unidos.
- Renz, B. (Agosto de 2005). "Innovative Connections." *Modern Steel Construction*.
- Ricles, J. M., Zhang, X., Lu, L., y Fisher, J. (2004). *"ATLSS Report 04-13 Development of seismic guidelines for deep-column steel moment connections."* National Center for Engineering Research on Advanced Technology for Large Structural Systems, Department of Community and Economic Development. American Institute of Steel Construction: Bethlehem, Pensilvania, Estados Unidos
- SAC Steel Project. (1997). *"Report SAC/BD-97/02 Protocol for Fabrication, Inspection, Testing, and Documentation of Beam-Column Connections Tests and Other Experimental Specimens."* SAC Joint Venture, Sacramento, California, Estados Unidos.
- SAC Steel Project. (23 de Abril de 2017). www.sacsteel.org. Obtenido de www.sacsteel.org: <http://www.sacsteel.org/>
- Sang-Dae, K., Sang-Seup, K., y Young, K. J. (2007). "Strenght evaluation of beam-column connection in the weak axis of H-shaped column." *ScienceDirect*.
- Santiago Peralta, J. G. (2011). *"Tesis de Maestría en Ingeniería Comparación del comportamiento de conexiones atornilladas en los patines (BFP) de distintas configuraciones mediante analisis no lineales de elemento finito."* Universidad Nacional Autónoma de México, Instituto de Ingeniería UNAM, México.
- Saraswati, S., Murty, C., y Sehgal, V. K. (2008). "Improved configuration on weak-axis connections in seismic steel moment frames." *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*., Beijing, China
- Sato, A., Newell, J., y Uang, C. M. (2007). *"Report SSRP-07/10 Cyclic testing of bolted flange plate steel moment connections for special moment frames."* University of California, Department of Structural Engineering. Structural Systems Research Project: San Diego, California, Estados Unidos
- Shadmanheidari, P., Ahmady, R., Kayhani, H., y Shadmanheidari, P. (2012). "Considering PZ seismic behavior in WUF-B and cover plate connections." *"The 15th World Conference on Earthquake Engineering "*., Lisboa, Portugal
- Shen, J., Phillip, Y. W., y O'Fallon, J. (2006). "FHWA Recommendations for seismic performance testing of bridge piers." *Fourth International Workshop on Seismic Design and Retrofit of Transportation Facilities*, San Francisco, California, Estados Unidos, pp 2,3,4,6.
- Shin, S., y Engelhardt, M. D. (2013). "Cyclic performance of deep column moment frames with weak panel zones." *"The 2013 World congress on Advances in structural engineering and mechanics (ASEM13)"*, Jeju, pp 4056-4065.

- Siddick Hossain, A. (2014). *"FEM modelling of bolted beam to column joints with haunches."* Timișoara, Rumania .
- Sumner, E. (2003). *"Tesis Doctoral Unified design of extended end-plate moment connections subject to cyclic loading."* Blacksburg, Virginia, Estados Unidos.
- Sumner, E. A., Mays, T. W., y Murray, T. M. (2000). *"End plate moment connections: Test results and finite element method validation."*
- Swanson, J. A. (1999). *"Tesis Doctoral Characterization of the strength, stiffness, and ductility behavior of T-Stub connections."* Atlanta, Georgia, Estados Unidos.
- Tamboli, A. (2010). *Handbook of Structural Steel Connection Design* (Segunda ed.). New York, Estados Unidos: McGraw Hill.
- Teeraparbong, I. (2001). *"Thesis Ph. D. Inelastic cyclic behavior of bolted flange plate connections."* Urbana, Illinois, Estados Unidos.
- Tsai, K. C., y Popov, E. P. (1990). "Cyclic behavior of end-plate moment connections." *Journal of Structural Engineering*, 116(11).
- Vinnakota, S. (2006). *"Estructuras de acero: Comportamiento y LRFD."* Distrito Federal, México: McGraw Hill.
- Zhang, X., Ricles, J. M., Lu, L., y Fisher, J. W. (2004). "Analytical and experimental studies on seismic behavior of deep column-to-beam welded reduced beam section moment connections." *"13th World Conference on Earthquake engineering"*., Vancouver, Canadá

APÉNDICE A
PREDISEÑO DE
CONEXIÓN TIPO
PLACA EXTREMO
PARA COLUMNA
CRUCIFORME

1.1 Análisis y diseño del marco

Se presenta el diseño de una conexión rígida de tipo placa extremo para conectar elementos de un marco que forma parte de una estructura del grupo A ubicada en la zona IIIb de la ciudad de México; se considera que se trata de un sistema de alta ductilidad con un factor $Q = 4$, cuya geometría es la siguiente:

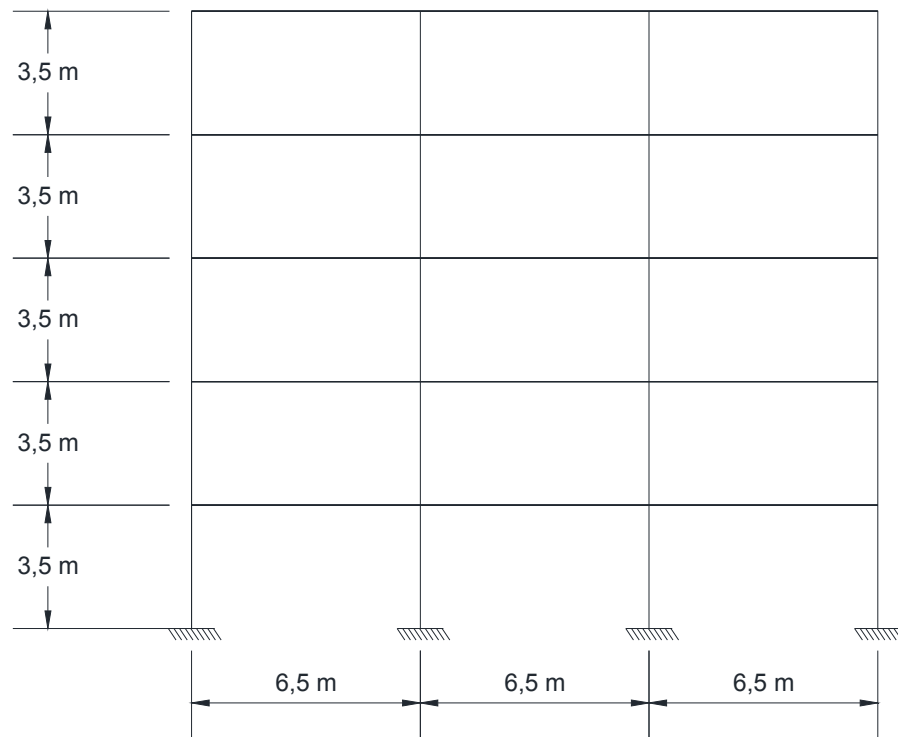


Figura 1 Dimensiones del marco en estudio

Para el análisis y diseño del marco, se emplea el programa ETABS 2016, obteniendo de él tanto los elementos mecánicos de columnas y vigas, así como las secciones de estas que resisten satisfactoriamente las demandas a las que se somete el marco, donde además se consideran fuerzas sísmicas.



Figura 2 Software en el que se realiza el análisis del marco

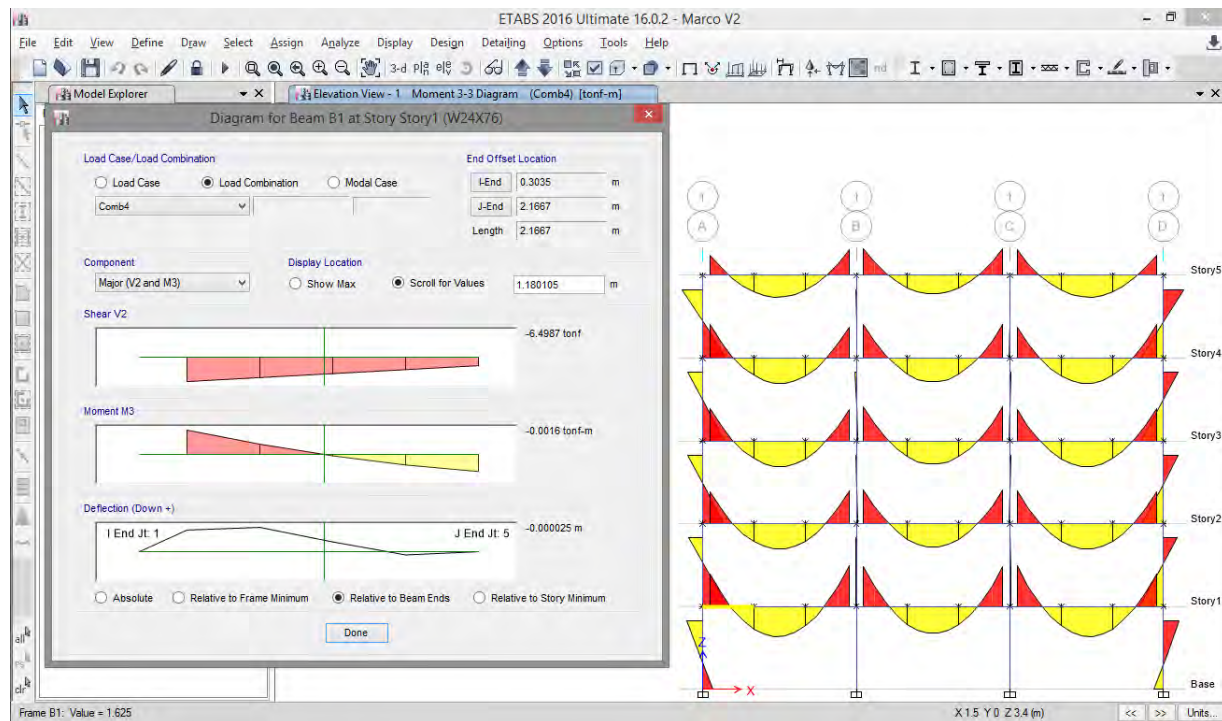


Figura 3 Elementos mecánicos obtenidos de ETABS 2016

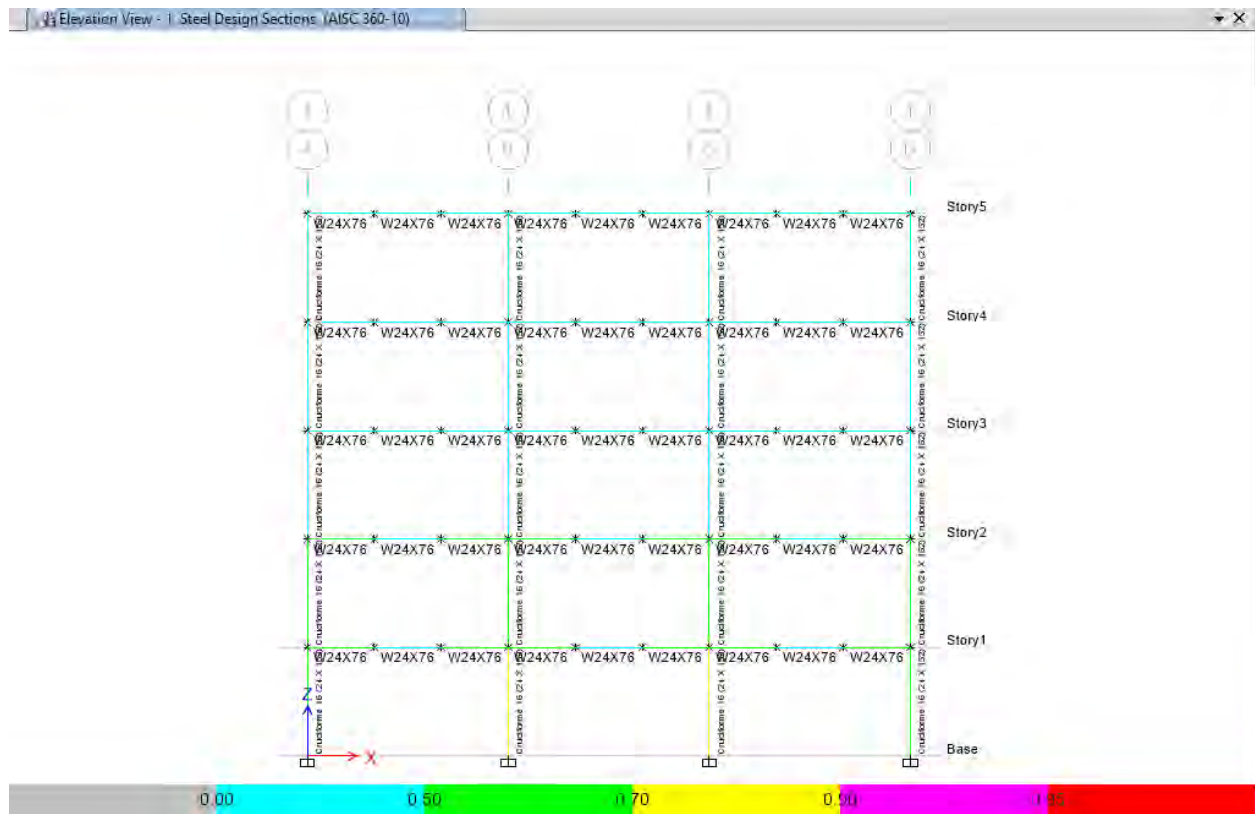


Figura 4 Esfuerzos en los elementos del marco

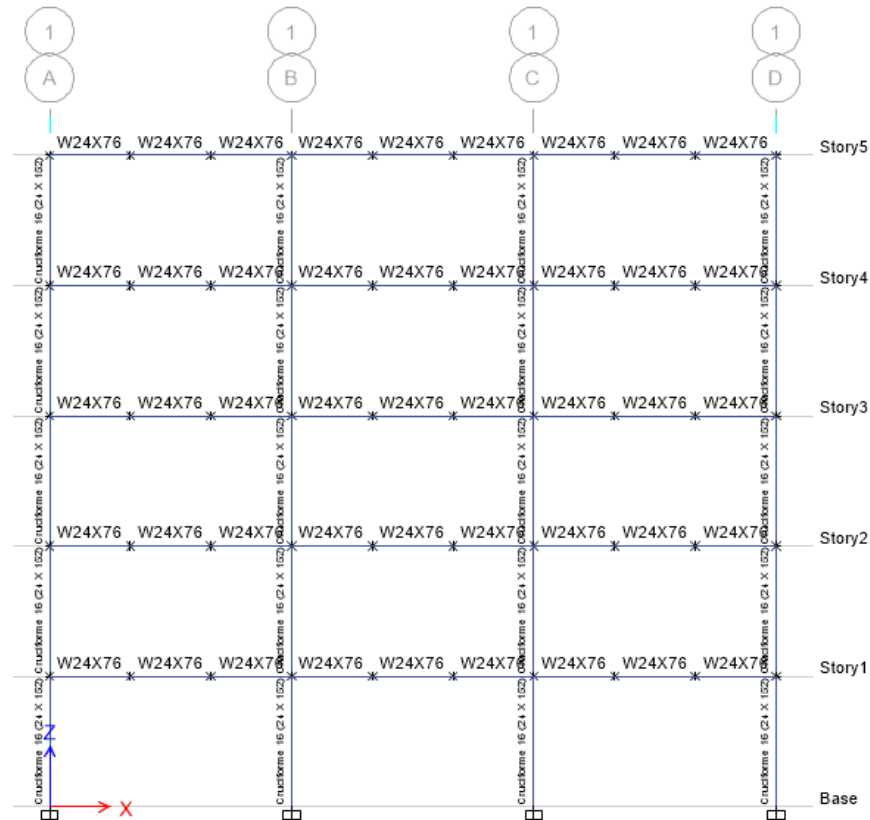


Figura 5 Perfiles asignados a vigas y columnas del marco

Como se observa en la Figura 5, producto del análisis del marco realizado en ETABS, se tiene que secciones adecuadas para el marco son:

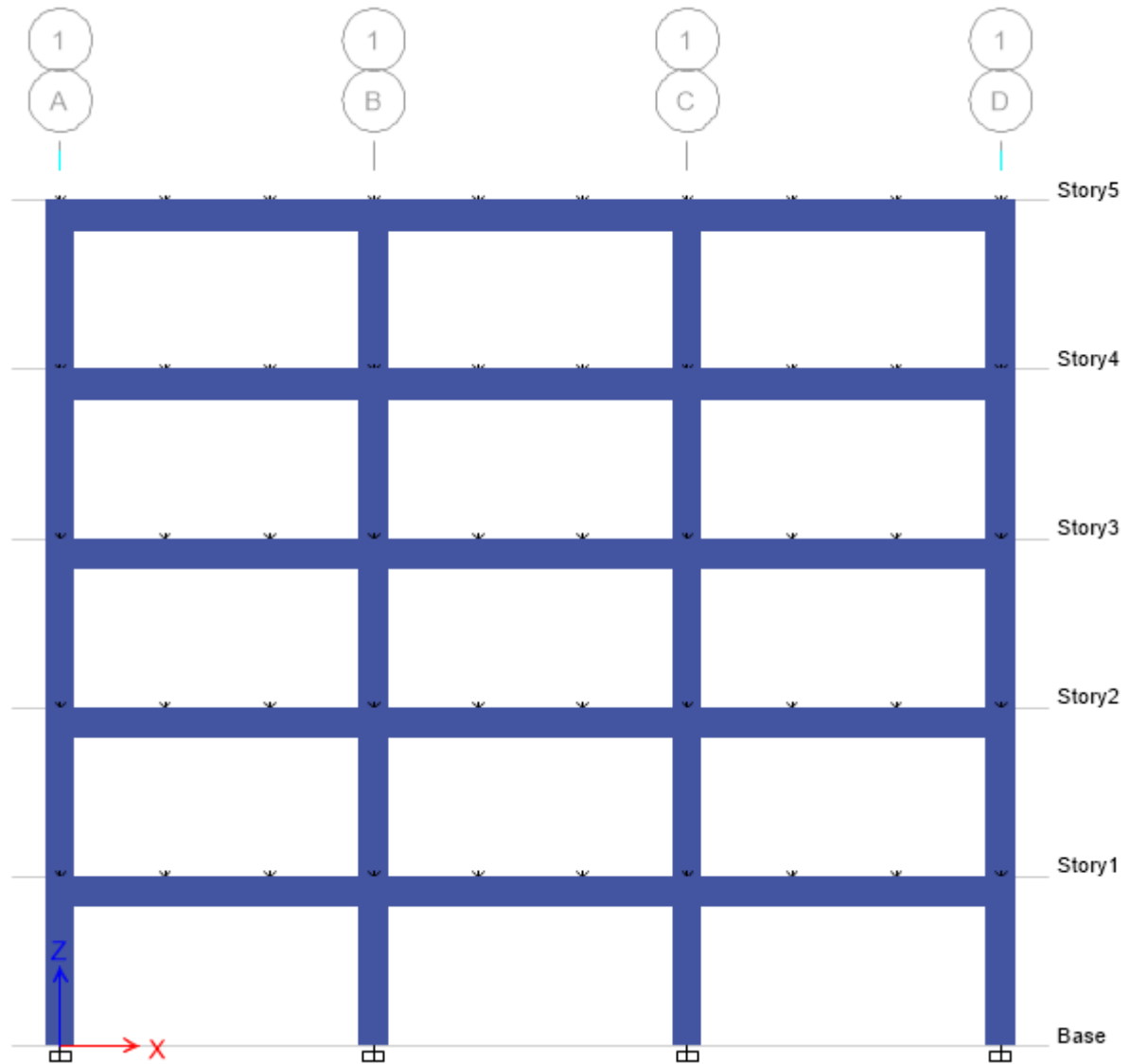
Columnas Cruciformes IC 24 X 152
Vigas W 24 X 76

Una vez definidos los perfiles a emplear, se procede a realizar el diseño de la conexión como tal, el cual se basa en los documentos:

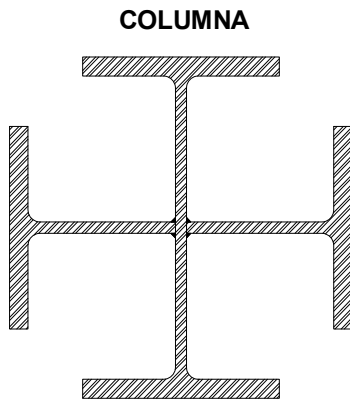
- *AISC 341-16 Seismic provisions for structural steel buildings*
- *AISC 358-16 Prequalified Connections for special and intermediate steel moment frames for seismic applications*
- *AISC 360-16 Specifications for structural steel buildings*

Las conexiones de placa extremo son precalificadas para su uso en marcos de momento especiales (SMF) y en marcos intermedios a momento (IMF)

Se considera el siguiente marco:

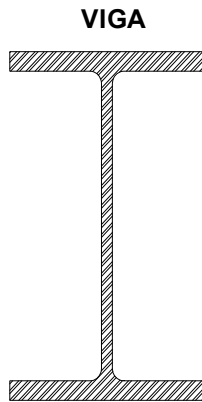


El cual consta de columnas tipo cruciforme IC y vigas de sección IR con la siguiente geometría:



IC 24 X 152

| | | | |
|--|--|---------------------------|--|
| Área..... | $A_c = 289.20 \text{ cm}^2$ | Longitud Columna..... | $L_c = 3.5 \text{ m}$ |
| Peralte..... | $d_c = 60.80 \text{ cm}$ | Límite de fluencia..... | $F_{yc} = 3515 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ |
| Peralte d.1..... | $d_{Ic} = 61.60 \text{ cm}$ | Límite último..... | $F_{uc} = 4570 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ |
| Espesor del alma..... | $t_{wc} = 1.12 \text{ cm}$ | Factor Ry..... | $R_{yc} = 1.10$ |
| Ancho de patín..... | $b_{fc} = 22.90 \text{ cm}$ | Factor Rt..... | $R_{tc} = 1.10$ |
| Espesor de patín..... | $t_{fc} = 1.73 \text{ cm}$ | Módulo de elasticidad.... | $E = 2039000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ |
| Radio de curvatura vertical..... | $k_c = 4.00 \text{ cm}$ | | |
| Radio de curvatura horizontal..... | $k_{Ic} = 2.70 \text{ cm}$ | | |
| Altura libre del alma..... | $T_c = d_c - 2 \cdot k_c = 52.8 \cdot \text{cm}$ | | |
| Gramil (Patín)..... | $g_c = 14 \text{ cm}$ | | |
| Ømáx. Sujetadores (En patín)..... | $\phi_{max,fc} = 2.54 \text{ cm}$ | | |
| Inercia en eje X..... | $I_{xc} = 90843 \text{ cm}^4$ | | |
| Módulo de sección elástico en eje X... | $S_{xc} = 2988 \text{ cm}^3$ | | |
| Radio de giro en eje X..... | $r_{xc} = 17.72 \text{ cm}$ | | |
| Inercia en eje Y..... | $I_{yc} = I_{xc} = 90843 \cdot \text{cm}^4$ | | |
| Módulo de sección elástico en eje Y... | $S_{yc} = S_{xc} = 2988 \cdot \text{cm}^3$ | | |
| Radio de giro en eje Y..... | $r_{yc} = r_{xc} = 17.72 \cdot \text{cm}$ | | |
| Constante de torsión..... | $J_c = 224 \text{ cm}^4$ | | |
| Módulo de sección plástico en eje X... | $Z_{xc} = 3747 \text{ cm}^3$ | | |
| Módulo de sección plástico en eje Y... | $Z_{yc} = Z_{xc} = 3747 \cdot \text{cm}^3$ | | |



W 24 X 76

Área..... $A_b = 144.60 \text{ cm}^2$

Peralte..... $d_b = 60.8 \text{ cm}$

Espesor del alma..... $t_{wb} = 1.12 \text{ cm}$

Ancho de patín..... $b_{fb} = 22.90 \text{ cm}$

Espesor de patín..... $t_{fb} = 1.73 \text{ cm}$

Radio de curvatura vertical..... $k_b = 4.00 \text{ cm}$

Radio de curvatura horizontal..... $k_{lb} = 2.70 \text{ cm}$

Altura libre del alma..... $T_b = d_b - 2 \cdot k_b = 52.8 \cdot \text{cm}$

Gramil (Patín)..... $g_b = 14 \text{ cm}$

Gramil (Alma)..... $g_{lb} = 9.50 \text{ cm}$

Ømax. Sujetadores (En patín)..... $\phi_{max.fb} = 2.54 \text{ cm}$

Ømax. Sujetadores (En alma)..... $\phi_{max.wb} = 2.54 \text{ cm}$

Inercia en eje X..... $I_{xb} = 87409 \text{ cm}^4$

Módulo de sección elástico en eje X... $S_{xb} = 2885 \text{ cm}^3$

Radio de giro en eje X..... $r_{xb} = 24.60 \text{ cm}$

Inercia en eje Y..... $I_{yb} = 3434 \text{ cm}^4$

Módulo de sección elástico en eje Y... $S_{yb} = 302 \text{ cm}^3$

Radio de giro en eje Y..... $r_{yb} = 4.90 \text{ cm}$

Constante de torsión..... $J_b = 112 \text{ cm}^4$

Módulo de sección plástico en eje X... $Z_{xb} = 3278 \text{ cm}^3$

Módulo de sección plástico en eje Y... $Z_{yb} = 469 \text{ cm}^3$

Longitud viga..... $L_b = 6.5 \text{ m}$

Límite de fluencia..... $F_{yb} = 3515 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Límite último..... $F_{ub} = 4570 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Factor Ry..... $R_{yb} = 1.10$

Factor Rt..... $R_{tb} = 1.10$

Fuerza axial requerida en la columna usando las combinaciones del LRFD

$$P_u = 177.4748 \text{tonnef}$$

Fuerza de fluencia nominal requerida usando las combinaciones de LRFD

$$P_y = R_{yc} \cdot F_{yc} \cdot A_c = 1118.192 \cdot \text{tonnef}$$

Factor de reducción por compresión (ϕ_c)

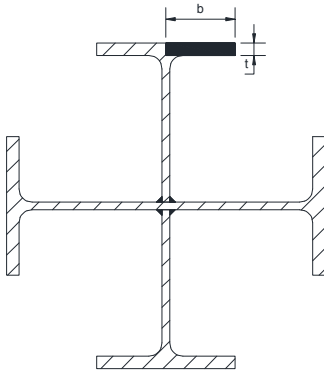
$$\phi_c = 0.90$$

Radio de fuerza requerida a fuerza disponible (Ca)

$$C_a = \frac{P_u}{\phi_c \cdot P_y} = 0.176$$

LIMITACIONES EN LA RELACIÓN ANCHO - ESPESOR PARA MIEMBROS DISEÑADOS COMO MODERADAMENTE O ALTAMENTE DÚCTILES

COLUMNA IC 24X152



Patines de columna cruciforme (sección T)

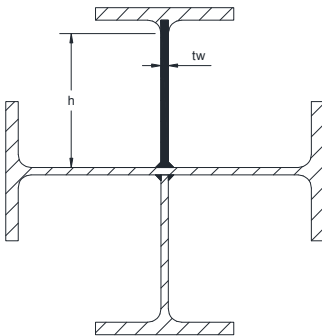
Radio ancho - espesor $\lambda_f = \frac{b_{fc}}{2 \cdot t_{fc}} = 6.618$

Miembros altamente dúctiles $\lambda_{h.d.f} = 0.32 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} = 7.349$

Miembros moderadamente dúctiles $\lambda_{m.d.f} = 0.40 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} = 9.186$

$$Patines_{Columna} = \begin{cases} \text{"Altamente Dúctiles"} & \text{if } \lambda_f < \lambda_{h.d.f} \\ \text{"Moderadamente Dúctiles"} & \text{if } \lambda_{h.d.f} < \lambda_f < \lambda_{m.d.f} \end{cases}$$

$$Patines_{Columna} = \text{"Altamente Dúctiles"}$$



Alma de columna cruciforme (sección T)

Altura de la sección T $h_t = \frac{d_{lc} - 2 \cdot k_c - t_{wc}}{2} = 26.24 \cdot cm$

Radio ancho - espesor $\lambda_{wt} = \frac{h_t}{t_{wc}} = 23.429$

Miembros altamente dúctiles

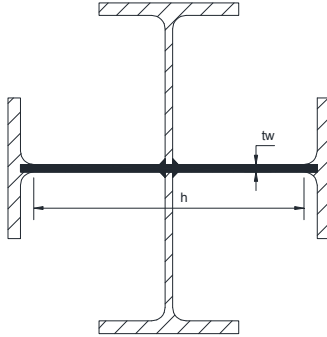
$$\lambda_{h.d.wt} = \begin{cases} 2.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (1 - 1.104 \cdot C_a) & \text{if } C_a \leq 0.114 \\ \max \left[0.88 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (2.68 - C_a), 1.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \right] & \text{if } C_a > 0.114 \end{cases}$$

Miembros moderadamente dúctiles

$$\lambda_{m.d.wt} = \begin{cases} 3.96 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (1 - 3.04 \cdot C_a) & \text{if } C_a \leq 0.114 \\ \max \left[1.29 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (2.12 - C_a), 1.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \right] & \text{if } C_a > 0.114 \end{cases}$$

$$Alma_{SecciónTColumna} = \begin{cases} "Altamente Dúctil" & \text{if } \lambda_{wt} < \lambda_{h.d.wt} \\ "Moderadamente Dúctil" & \text{if } \lambda_{h.d.wt} < \lambda_{wt} < \lambda_{m.d.wt} \end{cases}$$

$$Alma_{SecciónTColumna} = "Altamente Dúctil"$$



Alma de la columna cruciforme (sección principal)

Altura de la sección principal del alma $h_p = d_c - 2 \cdot k_c = 0.528 \text{ m}$

Radio ancho - espesor $\lambda_{wp} = \frac{h_p}{t_{wc}} = 47.143$

Miembros altamente dúctiles

$$\lambda_{h.d.wp} = \begin{cases} 2.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (1 - 1.104 \cdot C_a) & \text{if } C_a \leq 0.114 \\ \max \left[0.88 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (2.68 - C_a), 1.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \right] & \text{if } C_a > 0.114 \end{cases}$$

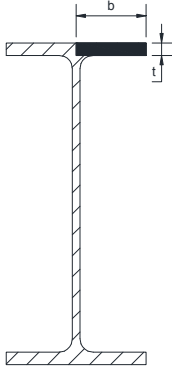
Miembros moderadamente dúctiles

$$\lambda_{m.d.wp} = \begin{cases} 3.96 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (1 - 3.04 \cdot C_a) & \text{if } C_a \leq 0.114 \\ \max \left[1.29 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (2.12 - C_a), 1.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \right] & \text{if } C_a > 0.114 \end{cases}$$

$$Alma_{Columna} = \begin{cases} "Altamente Dúctil" & \text{if } \lambda_{wt} < \lambda_{h.d.wt} \\ "Moderadamente Dúctil" & \text{if } \lambda_{h.d.wt} < \lambda_{wt} < \lambda_{m.d.wt} \end{cases}$$

$$Alma_{Columna} = "Altamente Dúctil"$$

VIGA W24X76



Patines de Viga

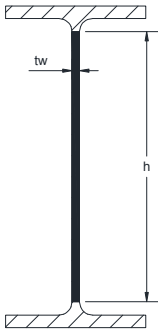
Radio ancho - espesor $\lambda_{fb} = \frac{b_{fb}}{2 \cdot t_{fb}} = 6.618$

Miembros altamente dúctiles $\lambda_{h.d.fb} = 0.32 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} = 7.349$

Miembros moderadamente dúctiles $\lambda_{m.d.fb} = 0.40 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} = 9.186$

$$Patines_{Viga} = \begin{cases} \text{"Altamente Dúctiles"} & \text{if } \lambda_{fb} < \lambda_{h.d.fb} \\ \text{"Moderadamente Dúctiles"} & \text{if } \lambda_{h.d.fb} < \lambda_{fb} < \lambda_{m.d.fb} \end{cases}$$

$$Patines_{Viga} = \text{"Altamente Dúctiles"}$$



Alma de la viga

Altura del alma $h_{wb} = d_b - 2 \cdot k_b = 0.528 \text{ m}$

Radio ancho - espesor $\lambda_{wb} = \frac{h_{wb}}{t_{wb}} = 47.143$

Miembros altamente dúctiles

$$\lambda_{h.d.wb} = \begin{cases} 2.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (1 - 1.104 \cdot C_a) & \text{if } C_a \leq 0.114 \\ \max \left[0.88 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (2.68 - C_a), 1.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \right] & \text{if } C_a > 0.114 \end{cases}$$

Miembros moderadamente dúctiles

$$\lambda_{m.d.wb} = \begin{cases} 3.96 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (1 - 3.04 \cdot C_a) & \text{if } C_a \leq 0.114 \\ \max \left[1.29 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (2.12 - C_a), 1.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \right] & \text{if } C_a > 0.114 \end{cases}$$

$$Alma_{Viga} = \begin{cases} \text{"Altamente Dúctil"} & \text{if } \lambda_{wb} < \lambda_{h.d.wb} \\ \text{"Moderadamente Dúctil"} & \text{if } \lambda_{h.d.wb} < \lambda_{wb} < \lambda_{m.d.wb} \end{cases}$$

$$Alma_{Viga} = \text{"Altamente Dúctil"}$$

Debido a su geometría, tanto la columna como la viga son miembros con elementos altamente dúctiles. En la normativa sísmica del AISC se indica que las vigas altamente dúctiles, deben tener un espaciamiento máximo de:

$$L_{b,max} = \frac{0.095 \cdot r_{yb} \cdot E}{R_{yb} \cdot F_{yb}} = 2.455 \text{ m}$$

$$Longitud_{Viga} = \begin{cases} \text{"Adecuada"} & \text{if } L_b \leq L_{b,max} \\ \text{"Agregar soporte lateral a cada } L_{b,max} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$Longitud_{Viga} = \text{"Agregar soporte lateral a cada } L_{b,max} \text{"}$$

Dado que con la geometría del marco (6.5 metros de claro para las vigas) no se cumple la longitud mínima para sistemas dúctiles, se propone colocar arriostramientos en los tercios de las vigas.

$$L_{Arriostrada} = \frac{L_b}{3} = 2.167 \text{ m}$$

Relación Claro- Peralte

De acuerdo al AISC 358-16, para conexiones de tipo placa extremo, la relación claro - peralte de la viga debe limitarse como sigue:

a) Para sistemas tipo SMF: 7 o más

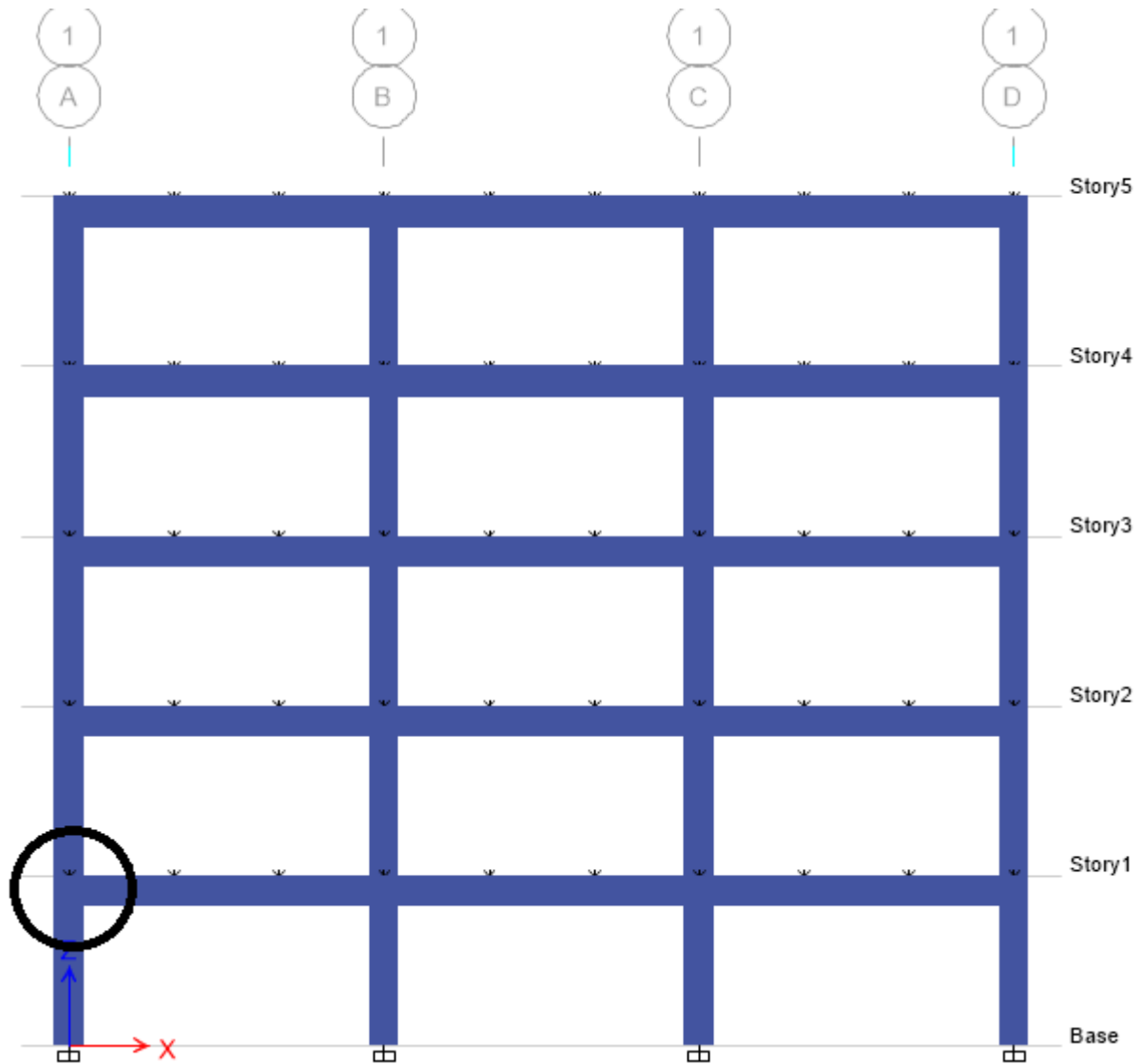
b) Para sistemas tipo IMF: 5 o más

$$Rel = \frac{L_b}{d_b} = 10.691$$

$$Relación_{Claro.Peralte} = \begin{cases} \text{"Adecuada"} & \text{if } Rel \geq 7 \\ \text{"Insuficiente"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$Relación_{Claro.Peralte} = \text{"Adecuada"}$$

Se diseña la conexión indicada en la siguiente imagen:



Se inicia con un predimensionamiento de la conexión en base a la geometría de la columna y viga a unir

Geometría de la conexión

$$\begin{aligned}
 g &= \max(g_c, 12.7\text{cm}) = 14\text{cm} & p_{f,i} &= 5\text{cm} \\
 b_p &= b_{fb} = 22.9\text{cm} & p_{f,o} &= 5\text{cm} \\
 s &= \frac{1}{2} \cdot \sqrt{b_p \cdot g} = 8.953\text{cm} & p_b &= 10\text{cm} \\
 & & d_e &= 5\text{cm}
 \end{aligned}$$

Tipo de conexión

$TC = 2$ 0 = 4E (Placa extremo con 4 tornillos sin rigidizar)
 1 = 4ES (Placa extremo con 4 tornillos rigidizada)
 2 = 8ES (Placa extremo con 8 tornillos rigidizada)

$$h_0 = \begin{cases} d_b - \left(\frac{t_{fb}}{2}\right) + p_{f.o} & \text{if } TC < 2 \\ 0 & \text{otherwise} \end{cases} \quad h_0 = 0 \cdot cm$$

$$h_1 = \begin{cases} d_b - (1.5 \cdot t_{fb}) - p_{f.i} & \text{if } TC < 2 \\ d_b - \left(\frac{t_{fb}}{2}\right) + p_{f.o} + p_b & \text{otherwise} \end{cases} \quad h_1 = 74.935 \cdot cm$$

$$h_2 = \begin{cases} 0 & \text{if } TC < 2 \\ d_b - \left(\frac{t_{fb}}{2}\right) + p_{f.o} & \text{otherwise} \end{cases} \quad h_2 = 64.935 \cdot cm$$

$$h_3 = \begin{cases} 0 & \text{if } TC < 2 \\ d_b - (1.5 \cdot t_{fb}) - p_{f.i} & \text{otherwise} \end{cases} \quad h_3 = 53.205 \cdot cm$$

$$h_4 = \begin{cases} 0 & \text{if } TC < 2 \\ d_b - (1.5 \cdot t_{fb}) - p_{f.i} - p_b & \text{otherwise} \end{cases} \quad h_4 = 43.205 \cdot cm$$

Parámetros del mecanismo de la línea de fluencia en la placa extremo

$$Y_p = \left\{ \begin{array}{l} \frac{b_p}{2} \cdot \left[\left[h_I \cdot \left(\frac{1}{p_{f,i}} + \frac{1}{s} \right) \right] + \left[h_O \cdot \left(\frac{1}{p_{f,o}} \right) \right] - \frac{1}{2} \right] + \frac{2}{g} \cdot [h_I \cdot (p_{f,i} + s)] \quad \text{if } TC < 1 \\ \text{if } 0 < TC < 2 \\ \left[\frac{b_p}{2} \cdot \left[\left[h_I \cdot \left(\frac{1}{p_{f,i}} + \frac{1}{s} \right) \right] + \left[h_O \cdot \left(\frac{1}{p_{f,o}} + \frac{1}{2 \cdot s} \right) \right] \right] + \left[\frac{2}{g} \cdot [h_I \cdot (p_{f,i} + s) + h_O \cdot (d_e + p_{f,o})] \right] \quad \text{if } d_e \leq s \\ \left[\frac{b_p}{2} \cdot \left[\left[h_I \cdot \left(\frac{1}{p_{f,i}} + \frac{1}{s} \right) \right] + \left[h_O \cdot \left(\frac{1}{s} + \frac{1}{p_{f,o}} \right) \right] \right] + \left[\frac{2}{g} \cdot [h_I \cdot (p_{f,i} + s) + h_O \cdot (s + p_{f,o})] \right] \quad \text{otherwise} \\ \text{if } TC > 1 \\ \left[\frac{b_p}{2} \cdot \left[\left[h_I \cdot \left(\frac{1}{2 \cdot d_e} \right) \right] + \left[h_2 \cdot \left(\frac{1}{p_{f,o}} \right) \right] + \left[h_3 \cdot \left(\frac{1}{p_{f,i}} \right) \right] + \left[h_4 \cdot \left(\frac{1}{s} \right) \right] \right] \right] \dots \quad \text{if } d_e \leq s \\ + \left[\frac{2}{g} \cdot \left[\left[h_I \cdot \left(d_e + \frac{p_b}{4} \right) \right] + \left[h_2 \cdot \left(p_{f,o} + \frac{3 \cdot p_b}{4} \right) \right] + \left[h_3 \cdot \left(p_{f,i} + \frac{p_b}{4} \right) \right] + \left[h_4 \cdot \left(s + \frac{3 \cdot p_b}{4} \right) \right] + p_b^2 \right] \right] \dots \\ + g \\ \left[\frac{b_p}{2} \cdot \left[\left[h_I \cdot \left(\frac{1}{s} \right) \right] + \left[h_2 \cdot \left(\frac{1}{p_{f,o}} \right) \right] + \left[h_3 \cdot \left(\frac{1}{p_{f,i}} \right) \right] + \left[h_4 \cdot \left(\frac{1}{s} \right) \right] \right] \right] \dots , \quad \text{otherwise} \\ + \left[\frac{2}{g} \cdot \left[\left[h_I \cdot \left(s + \frac{p_b}{4} \right) \right] + \left[h_2 \cdot \left(p_{f,o} + \frac{3 \cdot p_b}{4} \right) \right] + \left[h_3 \cdot \left(p_{f,i} + \frac{p_b}{4} \right) \right] + \left[h_4 \cdot \left(s + \frac{3 \cdot p_b}{4} \right) \right] + p_b^2 \right] \right] \dots \\ + g \end{array} \right.$$

$$Y_p = 794.68 \cdot cm$$

Longitud de la placa extremo

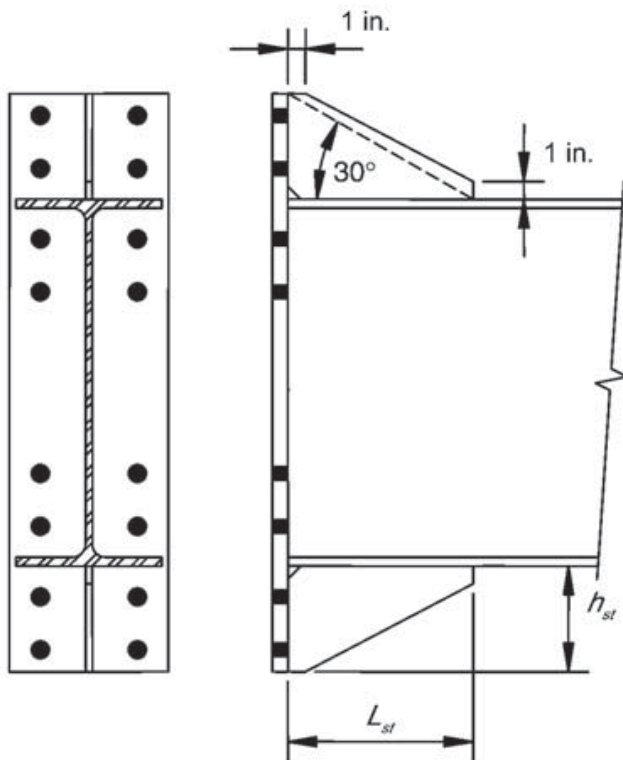
$$L_p = \left\{ \begin{array}{l} d_b + 2 \cdot p_{f,o} + 2 \cdot d_e \quad \text{if } TC < 2 \\ d_b + 2 \cdot p_{f,o} + 2 \cdot p_b + 2 \cdot d_e \quad \text{otherwise} \end{array} \right.$$

$$L_p = 100.8 \cdot cm$$

Espesor de placa extremo (Propuesto)

$$t_p = 2.8575 \cdot cm$$

Dimensiones del rigidizador



Altura del rigidizador

$$h_{st} = \begin{cases} \text{"No aplica"} & \text{if } TC < 1 \\ \frac{L_p - d_b}{2} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$h_{st} = 20 \cdot \text{cm}$$

Longitud del rigidizador

$$L_{st} = \begin{cases} \text{"No aplica"} & \text{if } TC < 1 \\ \frac{h_{st}}{\tan(30\text{deg})} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$L_{st} = 34.641 \cdot \text{cm}$$

Distancia de la cara de la columna a la articulación plástica

$$S_h = \begin{cases} \min\left(\frac{d_b}{2}, 3 \cdot b_{fb}\right) & \text{if } TC < 1 \\ L_{st} + t_p & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$S_h = 37.499 \cdot \text{cm}$$

Distancia entre articulaciones plásticas

$$L_h = L_b - 2 \cdot S_h$$

$$L_h = 5.75 \cdot \text{m}$$

Fuerza cortante en la viga producto de las cargas factorizadas

$$V_{\text{gravedad}} = 39.07630 \text{ tonnef}$$

Factor Cpr

Factor que considera la fuerza pico de la conexión, incluyendo el endurecimiento por deformación, restricciones locales, refuerzos adicionales y otras condiciones de la conexión. A menos que se especifique otra cosa en el estándar, el valor de Cpr será:

$$C_{pr.b} = \min\left(\frac{F_{yb} + F_{ub}}{2 \cdot F_{yb}}, 1.20\right) = 1.15$$

Momento máximo probable en la articulación plástica (M.pr)

Momento máximo probable en la localización de la articulación, determinada de acuerdo con el ANSI/AISC 358, o de cualquier otra manera determinada en la precalificación de una conexión de acuerdo a la sección K1, ó en un programa de pruebas de acuerdo con la sección K2 del AISC 341-16.

$$M_{pr} = C_{pr.b} \cdot R_{yb} \cdot F_{yb} \cdot Z_{xb}$$

$$M_{pr} = 145.764 \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m}$$

Fuerza cortante en los extremos de la viga

$$V_u = \frac{2 \cdot M_{pr}}{L_h} + V_{\text{gravedad}}$$

$$V_u = 89.777 \cdot \text{tonnef}$$

Radio Momento en viga-columna

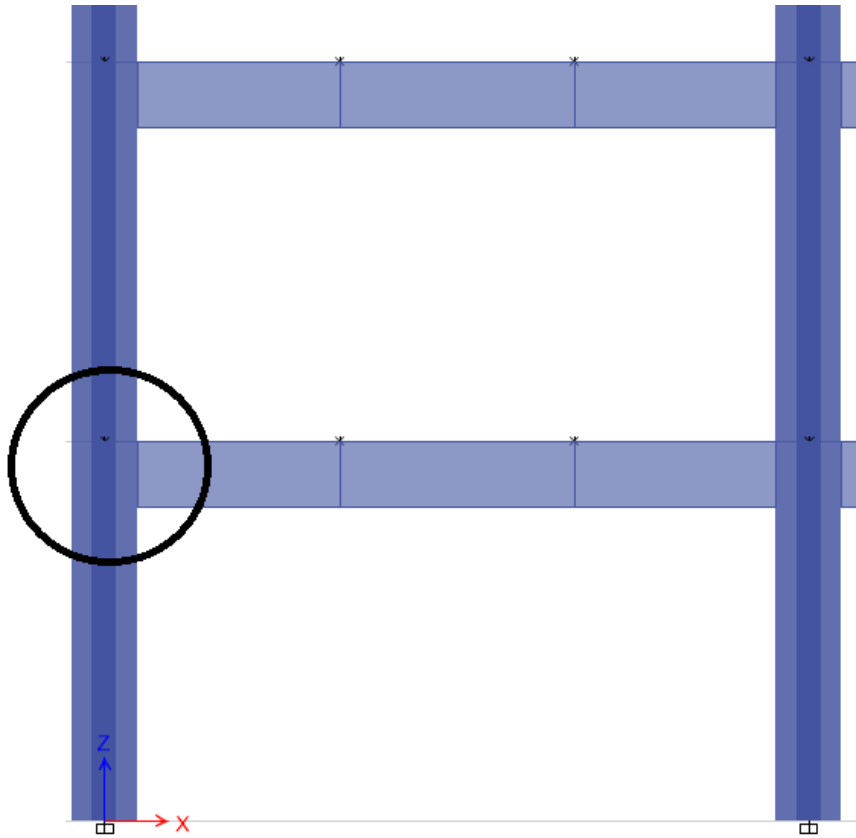
Deberá satisfacerse la siguiente relación para las conexiones viga-columna

$$\frac{\Sigma M_{pc}^*}{\Sigma M_{pb}^*} > 1.0$$

$$\Sigma M_{pc}^*$$

La suma de las proyecciones de las resistencias nominales a flexión de las columnas (incluyendo ménsulas cuando se utilicen) arriba y abajo de la unión a la línea central de la viga con una reducción de la fuerza axial en la columna. Se permite determinar su valor como:

$$M'_{p.c} = \sum \left[Z_{xc} \cdot \left(F_{yc} - \frac{\alpha_s \cdot P_r}{A_g} \right) \right]$$



Número de columnas
concurrentes al nodo (n.c)

$$n_c = 2$$

Número de vigas
concurrentes al nodo (n.b)

$$n_b = 1$$

Área de la columna

$$A_g = A_c = 289.2 \cdot \text{cm}^2$$

Fuerza axial requerida en la columna

$$P_r = P_u = 177.475 \cdot \text{tonnef}$$

Factor de ajuste de fuerzas a.s
(1.0 para LRFD, 1.50 para ASD)

$$\alpha_s = 1.0$$

$$M'_{p.c} = n_c \cdot \left[Z_{xc} \cdot \left(F_{yc} - \frac{\alpha_s \cdot P_r}{A_g} \right) \right]$$

$$M'_{p.c} = 217.425 \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\Sigma M^*_{pb}$$

La suma de las proyecciones de las resistencias esperadas a flexión de las vigas en las localizaciones de las articulaciones plásticas a la línea de centro de la columna. Se permite determinar su valor como se indica:

$$M'_{p.b} = n_b \cdot (M_{pr} + \alpha_s \cdot \mathbf{M_v})$$

El momento adicional debido a la amplificación de cortante de la localización de la articulación plástica a la línea central de la columna basado en las combinaciones de carga del LRFD o ASD como sigue:

$$M_v = V_u \cdot S_h$$

$$M_v = 33.665 \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M'_{p.b} = n_b \cdot (M_{pr} + \alpha_s \cdot M_v)$$

$$M'_{p.b} = 179.429 \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m}$$

Donde

M_v Momento adicional debido a la amplificación por cortante de la localización de la articulación plástica a la línea de centro de la columna basado en las combinaciones de carga del LRFD.

P_r Fuerza de compresión requerida en la columna

Z_b Módulo de sección plástico de la viga.

Z_c Módulo de sección plástico de la columna.

$$\frac{M'_{p.c}}{M'_{p.b}} = 1.212$$

$$Relacion_{Radio.Momento} = \begin{cases} "Satisfactoria" & \text{if } \frac{M'_{p.c}}{M'_{p.b}} > 1.0 \\ "No se cumple" & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$Relacion_{Radio.Momento} = "Satisfactoria"$$

Por tanto, el sistema propuesto cumple con el principio columna fuerte - viga débil, el siguiente paso es el diseño de la conexión placa extremo, como se muestra enseguida:

**PROCEDIMIENTO PARA EL DISEÑO DE LA CONEXIÓN TIPO PLACA
EXTREMO ATORNILLADA DE ACUERDO AL DOCUMENTO AISC 358-16**

PASO 1

Determinar el tamaño de los miembros conectados (vigas y columnas) y obtener el momento en la cara de la columna (M_f)

$$M_f = M'_{p.b}$$

$$M_f = 179.429 \cdot \text{tonnef} \cdot m$$

PASO 2

Seleccionar una de las 3 configuraciones de la conexión a momento de placa extremo y establecer valores preliminares para la geometría de la conexión (g,pfi,pfo,pb,g,hi,etc), así como el grado de la tornillería, en este caso, la conexión a diseñar es de ocho tornillos y rigidizada (8ES)

Especificación de la tornillería



$$ESP = "A490N"$$

$$\text{Tensión de tracción nominal (Fnt)} \quad F_{nt} = 1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot \text{TORNILLOS}_{(TO,1)} \quad F_{nt} = 7950 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Tensión de corte nominal (Fnv)} \quad F_{nv} = 1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot \text{TORNILLOS}_{(TO,2)} \quad F_{nv} = 4780 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Factores de reducción

$$\text{Para estados límite dúctiles} \quad \phi_n = 0.90$$

$$\text{Para estados límite no dúctiles} \quad \phi_d = 1.00$$

$$\phi = 0.75$$

PASO 3

Determinar el diámetro de tornillo requerido usando la siguiente expresión:

$$d_{breq} = \begin{cases} \sqrt{\frac{2 \cdot M_f}{\pi \cdot \phi_n \cdot F_{nt} \cdot (h_0 + h_1)}} & \text{if } TC < 2 \\ \sqrt{\frac{2 \cdot M_f}{\pi \cdot \phi_n \cdot F_{nt} \cdot (h_1 + h_2 + h_3 + h_4)}} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$d_{breq} = 2.599 \cdot \text{cm}$$

Siendo

F_{nt} Fuerza de tensión nominal del tornillo de la especificación del AISC.

h_i Distancia de la línea de centro del patín de compresión a la línea de centro de la i-ésima fila de tornillos.

h_o Distancia de la línea de centro del patín de compresión a la fila exterior de tornillos del lado de tensión.

PASO 4

Seleccionar un diámetro de tornillo no menor al requerido en el paso 3.



Diámetro de tornillo
propuesto

$$d_{b.emp} = 3.175 \cdot cm$$

Diámetro del agujero

$$d_h = d_{b.emp} + (0.15875 \cdot cm)$$

$$d_h = 3.334 \cdot cm$$

Área del tornillo

$$A_t = \pi \left(\frac{d_{b.emp}}{2} \right)^2$$

$$A_t = 7.917 \cdot cm^2$$

PASO 5

Determinar el espesor requerido de la placa extremo.

Tipo de acero para placa extremo



$$ACp = "A572-GR.50"$$

$$F_{yp} = 1 \frac{kgf}{cm^2} \cdot ACEROS_{(TA, 1)}$$

$$F_{yp} = 3515 \cdot \frac{kgf}{cm^2}$$

$$F_{up} = 1 \frac{kgf}{cm^2} \cdot ACEROS_{(TA, 2)}$$

$$F_{up} = 4570 \cdot \frac{kgf}{cm^2}$$

$$t_{p.req} = \sqrt{\frac{1.11 \cdot M_f}{\phi_d \cdot F_{yp} \cdot Y_p}} = 2.67 \cdot cm$$

Siendo

F_{yp} Esfuerzo de fluencia mínima especificado de la placa extremo.

Y_p Mecanismo de la línea de fluencia de la placa extremo (De las tablas 6.2, 6.3 ó 6.4)

PASO 6

Seleccionar un espesor de placa extremo no menor al requerido en el paso anterior



Espesor de placa extremo empleado

$$t_{p.emp} = 28.6 \cdot mm$$

PASO 7

Calcular la fuerza factorizada (F_{fu}) en los patines de la viga.

$$F_{fu} = \frac{M_f}{d_b - t_{fb}}$$

$$F_{fu} = 303.757 \cdot tonnef$$

Siendo

d Peralte de la viga.

t_{bf} Espesor del patín de la viga.

PASO 8

Revisar la fluencia por cortante de la porción extendida de la placa extremo sin rigidizar con 4 tornillos (4ES).

$$\text{Revisión por fluencia} = \begin{cases} \text{"No aplica esta revisión"} & \text{if } TC > 0 \\ \text{if } TC < 1 \\ \begin{cases} \text{"Ok, pasa la revisión"} & \text{if } \frac{F_{fu}}{2} \leq \phi_d \cdot 0.60 \cdot F_{yp} \cdot b_p \cdot t_{p.emp} \\ \text{"No pasa la revisión, modificar espesor de la placa"} & \text{if } \frac{F_{fu}}{2} > \phi_d \cdot 0.60 \cdot F_{yp} \cdot b_p \cdot t_{p.emp} \end{cases} \end{cases}$$

Siendo

b_p Ancho de la placa extremo, el cuál no debe tomarse mayor que el ancho del patín de la viga más una pulgada.

t_{bf} Espesor del patín de la viga.

$$\frac{F_{fu}}{2} = 151.879 \cdot tonnef \qquad \phi_d \cdot 0.60 \cdot F_{yp} \cdot b_p \cdot t_{p.emp} = 138.127 \cdot tonnef$$

$$\frac{F_{fu}}{2} \leq \phi_d \cdot 0.60 \cdot F_{yp} \cdot b_p \cdot t_{p.emp}$$

$$\text{Revisión por fluencia} = \text{"No aplica esta revisión"}$$

PASO 9

Revisar la ruptura por cortante de la porción extendida de la placa extremo con 4 tornillos sin rigidizar (4E).

Siendo

F_{up} Esfuerzo de tensión mínimo especificado de la placa extremo.

A_n Área neta de la placa extremo

$d_{b.emp}$ Diámetro del tornillo empleado

Para agujeros estándar (en centímetros cuadrados)

$$A_n = t_p \cdot [b_p - 2 \cdot (d_{b.emp} + 0.3175 \text{ cm})] = 45.477 \cdot \text{cm}^2$$

$$\text{Revisión por fractura} = \begin{cases} \text{"No aplica esta revisión"} & \text{if } TC > 0 \\ \text{if } TC < 1 \\ \quad \begin{cases} \text{"Ok, pasa la revisión"} & \text{if } \frac{F_{fu}}{2} \leq \phi_n \cdot 0.60 \cdot F_{up} \cdot A_n \\ \text{"No pasa la revisión, modificar espesor de la placa"} & \text{if } \frac{F_{fu}}{2} > \phi_n \cdot 0.60 \cdot F_{up} \cdot A_n \end{cases} \end{cases}$$

$$\frac{F_{fu}}{2} = 151.879 \cdot \text{tonnef}$$

$$\phi_n \cdot 0.60 \cdot F_{up} \cdot A_n = 112.228 \cdot \text{tonnef}$$

$$\text{Revisión por fractura} = \text{"No aplica esta revisión"}$$

PASO 10

Si se esta usando ya sea la conexión de placa extendida rigidizada con 4 o con 8 tornillos, seleccionar el espesor del atiesador y diseñar las soldaduras, del atiesador al patín de la viga y del atiesador a la placa extremo.

Tipo de acero para atiesador



$$ACs = \text{"A36"}$$

$$F_{ys} = 1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot ACEROS_{(TA,1)} \quad F_{ys} = 2530 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$F_{us} = 1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot ACEROS_{(TA,2)} \quad F_{us} = 4080 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Espesor de placa empleado para el atiesador

$$t_{p.s} = \begin{cases} \text{"No aplica"} & \text{if } TC < 1 \\ \text{if } TC > 0 \\ \begin{aligned} &1.27cm \quad \text{if } t_{wb} \cdot \left(\frac{F_{yb}}{F_{ys}} \right) < 1.27cm \\ &1.59cm \quad \text{if } 1.27cm < t_{wb} \cdot \left(\frac{F_{yb}}{F_{ys}} \right) < 1.59cm \\ &1.91cm \quad \text{if } 1.59cm < t_{wb} \cdot \left(\frac{F_{yb}}{F_{ys}} \right) < 1.91cm \\ &2.22cm \quad \text{if } 1.91cm < t_{wb} \cdot \left(\frac{F_{yb}}{F_{ys}} \right) < 2.22cm \\ &2.54cm \quad \text{if } 2.22cm < t_{wb} \cdot \left(\frac{F_{yb}}{F_{ys}} \right) < 2.54cm \\ &2.86cm \quad \text{if } 2.54cm < t_{wb} \cdot \left(\frac{F_{yb}}{F_{ys}} \right) < 2.86cm \\ &3.18cm \quad \text{if } 2.86cm < t_{wb} \cdot \left(\frac{F_{yb}}{F_{ys}} \right) < 3.18cm \\ &3.49cm \quad \text{if } 3.18cm < t_{wb} \cdot \left(\frac{F_{yb}}{F_{ys}} \right) < 3.49cm \\ &3.81cm \quad \text{if } 3.49cm < t_{wb} \cdot \left(\frac{F_{yb}}{F_{ys}} \right) < 3.81cm \\ &4.13cm \quad \text{if } 3.81cm < t_{wb} \cdot \left(\frac{F_{yb}}{F_{ys}} \right) < 4.13cm \\ &4.45cm \quad \text{if } 4.13cm < t_{wb} \cdot \left(\frac{F_{yb}}{F_{ys}} \right) < 4.45cm \\ &4.76cm \quad \text{if } 4.45cm < t_{wb} \cdot \left(\frac{F_{yb}}{F_{ys}} \right) < 4.76cm \\ &5.08cm \quad \text{if } 4.76cm < t_{wb} \cdot \left(\frac{F_{yb}}{F_{ys}} \right) < 5.08cm \end{aligned} \end{cases}$$

$$t_{p.s} = 1.59 \cdot cm$$

Siendo

$t_{w.b}$ Espesor del alma de la viga

t_s Espesor del rigidizador para la placa extremo

F_{yb} Esfuerzo de fluencia mínimo especificado para la viga

F_{ys} Esfuerzo de fluencia mínimo especificado para la placa extremo

La geometría del atiesador debe estar de acuerdo con los requerimientos de la sección 6.7.4 del AISC 358-16. Además, para prevenir el pandeo local del atiesador, se debe satisfacer el siguiente criterio de ancho - espesor:

$$\frac{h_{st}}{t_{p.s}} = 12.579$$

$$0.56 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}} = 15.898$$

$$Relación_{atiesador} = \begin{cases} "No aplica" & \text{if } TC < 1 \\ \text{if } TC > 0 \\ \begin{cases} "Ok, las dimensiones son adecuadas" & \text{if } \frac{h_{st}}{t_{p.s}} \leq 0.56 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}} \\ "Existe riesgo de pandeo local, modificar geometría del atiesador" & \text{if } \frac{h_{st}}{t_{p.s}} > 0.56 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}} \end{cases} \end{cases}$$

$$Relación_{atiesador} = "Ok, las dimensiones son adecuadas"$$

Donde

h_{st} es la altura del atiesador, igual a la altura de la placa extremo desde la cara exterior del patín de la viga al borde de la placa extremo.

La soldadura para la unión del atiesador al patín de la viga y a la placa extremo debe diseñarse para desarrollar cortante en el atiesador en el patín de la viga y tensión en la placa extremo. Ya sea filete o soldadura de ranura de penetración completa (CJP), la soldadura debe ser adecuada para el atiesador al patín de la viga. Soldadura de ranura de penetración completa (CJP) debe emplearse para la soldadura del rigidizador a la placa extremo. Si el espesor de la placa extremo es igual o menor a 3/8", se permite usar soldadura de filete a ambos lados para desarrollar la fuerza del rigidizador.

DISEÑO DE SOLDADURAS DEL ATIESADOR

Espesor del atiesador $t_{p.s} = 1.59 \cdot \text{cm}$

Ya que el espesor del atiesador es mayor a 0.95 cm, **emplear soldaduras de penetración completa (CJP) para unir este a la placa extremo y al patín de la viga.**

PASO 11

La ruptura de la conexión por fuerza cortante es provista por los tornillos en un patín (compresión), así:

Número de tornillos en el patín en compresión

$$n_t = \begin{cases} 8 & \text{if } TC > 1 \\ 4 & \text{otherwise} \end{cases} = 8$$

$$V_u = 89.777 \cdot \text{tonnef}$$

$$\phi_n \cdot n_t \cdot F_{nv} \cdot A_t = 272.482 \cdot \text{tonnef}$$

$$Rel_{\text{corte.tornillos}} = \frac{V_u}{\phi_n \cdot n_t \cdot F_{nv} \cdot A_t} = 0.329$$

$$\text{Corteentornillos} = \begin{cases} \text{"Ok, los tornillos resisten la fuerza de corte"} & \text{if } V_u \leq \phi_n \cdot n_t \cdot F_{nv} \cdot A_t \\ \text{"Los tornillos no resisten la fuerza de corte, incrementar diámetro o cantidad"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Corteentornillos} = \text{"Ok, los tornillos resisten la fuerza de corte"}$$

Siendo

n_t Número de tornillos en el patín en compresión (4 u 8, dependiendo de la configuración seleccionada).

A_t Área nominal unitaria del tornillo.

F_{nv} Fuerza nominal al corte del tornillo (de las especificaciones del AISC)

V_u Fuerza cortante en el extremo de la viga.

Fuerza en los tornillos $P_t = F_{nt} \cdot A_t = 62.943 \cdot \text{tonnef}$

Momento de no apalancamiento de los tornillos $M_{np} = 2 \cdot P_t \cdot (h_1 + h_2 + h_3 + h_4)$

Resistencia nominal a momento $M_{np} = 297.441 \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m}$

Resistencia de diseño a momento $\phi \cdot M_{np} = 223.081 \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m}$

Momento en la cara de la columna $M_f = 179.429 \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m}$

$$\text{MomentodeApalancamiento} = \begin{cases} \text{"El tornillo propuesto resiste"} & \text{if } M_f < M_{np} \\ \text{"El diámetro de tornillo es insuficiente para resistir el momento"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{MomentodeApalancamiento} = \text{"El tornillo propuesto resiste"}$$

PASO 12

Revisar la falla por aplastamiento/desgarre en la placa extremo y en el patín de la columna:

Resistencia aplastamiento / desgarre en placa extremo (8S)

$$V_u = 89.777 \cdot \text{tonnef}$$

Número de tornillos interiores $n_i = 6$

Número de tornillos exteriores $n_o = 2$

Fuerza por aplastamiento $F_a = 2.4 \cdot d_{b,emp} \cdot t_p \cdot F_{up}$ $F_a = 99.508 \cdot \text{tonnef}$

Se evalúa el desgarre en la longitud entre tornillos localizados entre sí a la distancia $p_b = 10 \cdot \text{cm}$

Holgura en agujeros $hol = \frac{1}{16} \text{in}$

Distancia centro a centro entre tornillos interiores $L_{cc} = p_b - (d_{b,emp} + hol)$ $L_{cc} = 6.666 \cdot \text{cm}$

Fuerza por desgarre $F_d = 1.2 \cdot L_{cc} \cdot t_p \cdot F_{up}$ $F_d = 104.464 \cdot \text{tonnef}$

Resistencia nominal por aplastamiento/desgarre $R_{n.ad} = \min(F_a, F_d)$ $R_{n.ad} = 99.508 \cdot \text{tonnef}$

$$R_{ige} = \begin{cases} \text{"Aplastamiento"} & \text{if } F_a < F_d \\ \text{"Desgarre"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$R_{ige} = \text{"Aplastamiento"}$$

Se observa, que para los tornillos interiores rige el aplastamiento, por lo tanto:

$$R_{dad} = 4 \cdot (\phi F_a) + 4 \cdot (\phi F_d)$$

$$R_{dad} = 611.915 \cdot \text{tonnef}$$

$$\text{Aplastamiento y Desgarre} = \begin{cases} \text{"La placa resiste"} & \text{if } R_{dad} > V_u \\ \text{"La placa es insuficiente, incrementar el espesor"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Aplastamiento y Desgarre} = \text{"La placa resiste"}$$

Siendo

n_i Número de tornillos interiores

n_o Número de tornillos exteriores

r_{ni} $1.2 \cdot L_c \cdot t \cdot F_u < 2.4 \cdot d_b \cdot t \cdot F_u$ Para cada tornillo interior

r_{no} $1.2 \cdot L_c \cdot t \cdot F_u < 2.4 \cdot d_b \cdot t \cdot F_u$ Para cada tornillo exterior

L_{cc} Distancia libre en la dirección de la fuerza, entre el borde del agujero y el borde del agujero adyacente o el borde del material.

F_u Esfuerzo de tensión mínimo especificado de la placa extremo o del patín de la columna.

$d_{b.emp}$ Diámetro del tornillo.

t_p Espesor de la placa extremo o del patín de la columna.

PASO 13

Diseñar las soldaduras del patín y el alma de la viga a la placa extremo usando los requerimientos de la sección 6.7.6

DISEÑO DE SOLDADURAS PARA LA PLACA EXTREMO

Placa extremo - Patín de viga

"La unión del patín de la viga a la placa extremo deberá realizarse usando una soldadura de penetración completa (CJP) sin respaldo. La soldadura de penetración completa deberá realizarse de modo que la raíz de la soldadura este en el lado del alma de la viga del patín en tensión. La cara interior del patín en tensión deberá tener un filete de soldadura de 5/16 de pulgada"

Soldadura para la unión Placa extremo - Alma de viga

Revisión por corte

La unión del alma de la viga a la placa extremo deberá realizarse usando, ya sea soldadura de penetración completa (CJP) o bien soldaduras de filete

Tamaño mínimo de soldadura

Con base en lo indicado en el manual de especificaciones AISC 2016 en el capítulo J, con relación al tamaño de soldadura, se propone de acuerdo a los espesores de los elementos a conectar lo siguiente:

Tamaño mínimo de soldadura

| TABLE J2.4 Minimum Size of Fillet Welds | |
|--|--|
| Material Thickness of Thinner Part Joined, in. (mm) | Minimum Size of Fillet Weld, ^[a] in. (mm) |
| To 1/4 (6) inclusive | 1/8 (3) |
| Over 1/4 (6) to 1/2 (13) | 3/16 (5) |
| Over 1/2 (13) to 3/4 (19) | 1/4 (6) |
| Over 3/4 (19) | 5/16 (8) |
| ^[a] Leg dimension of fillet welds. Single pass welds must be used. Note: See Section J2.2b for maximum size of fillet welds. | |

Espesor Alma de la viga

$$t_{wb} = 11.2 \cdot mm$$

Espesor placa extremo

$$t_{p.emp} = 28.6 \cdot mm$$

$$t_{min.weld.a.pe} = \begin{cases} 0.3175cm & \text{if } \min(t_{wb}, t_{p.emp}) < 0.635cm \\ 0.47625cm & \text{if } 0.635cm < \min(t_{wb}, t_{p.emp}) < 1.27cm \\ 0.635cm & \text{if } 1.27cm < \min(t_{wb}, t_{p.emp}) < 1.905cm \\ 0.79375cm & \text{if } \min(t_{wb}, t_{p.emp}) \geq 1.905cm \end{cases} \quad t_{min.weld.a.pe} = 4.763 \cdot mm$$

Tamaño máximo de soldadura

$$t_{max.weld.a.pe} = \begin{cases} 0.635cm & \text{if } \min(t_{wb}, t_{p.emp}) < 0.635cm \\ \min(t_{wb}, t_{p.emp}) - 0.15875cm & \text{if } \min(t_{wb}, t_{p.emp}) > 0.635cm \end{cases}$$

$$t_{max.weld.a.pe} = 9.613 \cdot mm$$

Con los límites anteriores establecidos, se propone el siguiente tamaño de soldadura:

$$t_{weld.a.pe} = 9.525mm$$

Tipo de soldadura empleado $F_{EXX} = 70ksi$

$$\phi_w = 0.75$$

Revisión de la soldadura por corte

Ángulo de inclinación de la soldadura con respecto a la aplicación de la carga $\theta_a = 0deg$

Esfuerzo nominal del metal de soldadura $F_{n.wa} = 0.60 \cdot F_{EXX} \cdot \left(1.0 + 0.50 \cdot \sin(\theta_a)^{1.5}\right) = 2952.892 \cdot \frac{kgf}{cm^2}$

Longitud de la soldadura
(Soldando a ambos lados del alma de la viga) $L_{weld.a} = T_b \cdot 2 = 105.6 \cdot cm$

Área efectiva de la soldadura

$$A_{w.e.a} = 0.7071 \cdot t_{weld.a.pe} \cdot L_{weld.a} = 71.123 \cdot cm^2$$

$$R_{n.w.a.p.e} = F_{n.wa} \cdot A_{w.e.a} = 210.018 \cdot tonnef$$

Resistencia de diseño de la soldadura

$$R_{d.w.a.p.e} = \phi_w \cdot R_{n.w.a.p.e} = 157.514 \cdot tonnef$$

Fuerza cortante en la viga

$$V_u = 89.777 \cdot tonnef$$

$$Rel_{soldadura.placaextremo.almaviga} = \frac{V_u}{R_{d.w.a.p.e}} = 0.57$$

$$Resistencia_{soldadura.placaextremo.almaviga} = \begin{cases} "Pasa la revisión" & \text{if } Rel_{soldadura.placaextremo.almaviga} < 1 \\ "No pasa la revisión" & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$Resistencia_{soldadura.placaextremo.almaviga} = "Pasa la revisión"$$

Revisión del metal base

Área efectiva del metal base en contacto con la soldadura (se considera el esfuerzo último del elemento con el espesor más delgado, en este caso el alma de la viga)

$$\phi_r = 0.75$$

Resistencia nominal del metal base (por ruptura)

$$R_{n.bm.r} = \phi_r \cdot 0.60 \cdot F_{ub} \cdot (2 \cdot L_{weld.a} \cdot t_{weld.a.pe}) = 413.702 \cdot tonnef$$

Revisión por corte en el metal base

$$Rel_{soldadura.metalbase} = \frac{V_u}{R_{n.b.m.r}} = 0.217$$

$$Resistencia_{metalbase} = \begin{cases} "Pasa la revisión" & \text{if } Rel_{soldadura.metalbase} < 1 \\ "No pasa la revisión" & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$Resistencia_{metalbase} = "Pasa la revisión"$$

DISEÑO DE LA COLUMNA

PASO 1

Revisar el patín de la columna por fluencia en flexión:

Siendo

F_{yc} Esfuerzo de fluencia mínimo especificado de patín de la columna.

Y_c Parámetro del mecanismo de la línea de fluencia del patín de la columna sin rigidizar.

t_{fc} Espesor del patín de la columna.

Patines de columna atiesados

$PCA = 0$ 0 = No
 1 = Si

$$s_c = \frac{1}{2} \cdot \sqrt{b_{fc} \cdot g} = 8.953 \cdot cm$$

$$c = p_{f,i} + p_{f,o} + t_{fb} = 11.73 \cdot cm$$

Espesor del atiesador para la columna

$$t_{s,c} = \begin{cases} "No aplica" & \text{if } PCA < 1 \\ "Proponer" & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$t_{s,c} = "No aplica"$$

$$t_{s,columna} = 19.05mm$$

$$p_{s,i} = \begin{cases} p_{f,i} & \text{if } PCA < 1 \\ \frac{c - t_{s,columna}}{2} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$p_{s,i} = 50 \cdot mm$$

$$p_{s,o} = \begin{cases} p_{f,o} & \text{if } PCA < 1 \\ \frac{c - t_{s,columna}}{2} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$p_{s,o} = 50 \cdot mm$$

Parámetros del mecanismo de la línea de fluencia en la columna

$$Y_c = \begin{cases} \text{if } TC < 2 \\ \left[\left[\frac{b_{fc}}{2} \cdot \left[h_I \cdot \left(\frac{1}{s_c} \right) + h_O \cdot \left(\frac{1}{s_c} \right) \right] \right] + \left[\frac{2}{g} \cdot \left[h_I \cdot \left(s_c + \frac{3 \cdot c}{4} \right) \right] + \left[h_O \cdot \left(s_c + \frac{c}{4} \right) \right] + \frac{c^2}{2} \right] \right] + \frac{g}{2} & \text{if } PCA < 1 \\ \left[\left[\frac{b_{fc}}{2} \cdot \left[h_I \cdot \left(\frac{1}{s_c} + \frac{1}{p_{s,i}} \right) + h_O \cdot \left(\frac{1}{s_c} + \frac{1}{p_{s,o}} \right) \right] \right] + \left[\frac{2}{g} \cdot \left[h_I \cdot (s_c + p_{s,i}) + h_O \cdot (s_c + p_{s,o}) \right] \right] \right] & \text{otherwise} \end{cases}$$

otherwise

$$\begin{cases} \left[\left[\frac{b_{fc}}{2} \cdot \left[h_I \cdot \left(\frac{1}{s_c} \right) + h_4 \cdot \left(\frac{1}{s_c} \right) \right] \right] \right] \dots & \text{if } PCA < 1 \\ + \left[\frac{2}{g} \cdot \left[h_I \cdot \left(p_b + 1cm \cdot \frac{c}{s_c} + s_c \right) \right] + \left[h_2 \cdot \left(\frac{p_b}{2} + \frac{c}{4} \right) \right] + \left[h_3 \cdot \left(\frac{p_b}{2} + \frac{c}{2} \right) \right] + \left[h_4 \cdot (s_c) \right] \right] \dots \\ + \frac{g}{2} \\ \left[\left[\frac{b_{fc}}{2} \cdot \left[h_I \cdot \left(\frac{1}{s_c} \right) \right] + \left[h_2 \cdot \left(\frac{1}{p_{s,o}} \right) \right] + \left[h_3 \cdot \left(\frac{1}{p_{s,i}} \right) \right] + \left[h_4 \cdot \left(\frac{1}{s_c} \right) \right] \right] \right] \dots & \text{otherwise} \\ + \left[\frac{2}{g} \cdot \left[h_I \cdot \left(s_c + \frac{p_b}{4} \right) + \left[h_2 \cdot \left(p_{s,o} + \frac{3 \cdot p_b}{4} \right) \right] + \left[h_3 \cdot \left(p_{s,i} + \frac{p_b}{4} \right) \right] + \left[h_4 \cdot \left(s_c + \frac{3 \cdot p_b}{4} \right) \right] + p_b^2 \right] \right] \dots \\ + g \end{cases}$$

$$Y_c = 586.433 \cdot cm$$

$$t_{fc} = t_{fb} = 17.3 \cdot mm \quad \sqrt{\frac{1.11 \cdot M_f}{\phi_d \cdot F_{yc} \cdot Y_c}} = 31.084 \cdot mm$$

$$\text{Espesor de columna por flexión} = \begin{cases} \text{"El espesor del patín de la columna resiste la fluencia"} & \text{if } t_{fc} \geq \sqrt{\frac{1.11 \cdot M_f}{\phi_d \cdot F_{yc} \cdot Y_c}} \\ \text{"Insuficiente, agregar rigidizadores"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Espesor de columna por flexión} = \text{"Insuficiente, agregar rigidizadores"}$$

Si la ecuación anterior no se satisface, incrementar el tamaño de la columna o añadir placas de continuidad.

PASO 2

Si son requeridas placas de continuidad para la fluencia por flexión en el patín de la columna, determinar la fuerza requerida en el rigidizador.

La fuerza de diseño por flexión en el patín de la columna es:

$$\phi_d F_{yc} \cdot Y_c \cdot t_{fc}^2 = 61.693 \cdot \text{tonnef} \cdot m$$

(Considerando que la columna no se encuentra rigidizada)

$$M_{c,f} = F_{yc} \cdot Y_c \cdot t_{fc}^2 = 61.693 \cdot \text{tonnef} \cdot m$$

$$\phi_d M_{c,f} = 61.693 \cdot \text{tonnef} \cdot m$$

Siendo

Y_c Parámetro del mecanismo de la línea de fluencia del patín de la columna sin rigidizar. (De la tabla 6.5 o 6.6).

Por lo tanto, la fuerza de diseño equivalente en el patín de la columna es:

$$R_{n,\text{flexión.patín.col}} = \frac{\phi_d M_{c,f}}{d_b - t_{fb}} = 104.441 \cdot \text{tonnef}$$

$$\phi_d R_{n,\text{flexión.patín.col}} = 104.441 \cdot \text{tonnef}$$

Usando $\phi_d R_n$ la fuerza requerida para el diseño de las placas de continuidad es determinado en la sección 6.10.2 en el paso 6.

PASO 3

Revisar la fuerza de fluencia local en el alma de la columna para el alma de la columna sin rigidizar en los patines de la viga.

Distancia de aplicación de la fuerza F_{fu} desde la parte superior de la columna

$$d_{a,F_{fu}} = 3500 \text{ cm}$$

Siendo

C_t 0.5 si la distancia de la parte superior de la columna a la parte superior de la cara del patín de la viga es menos que el peralte de la columna, de otra forma, el valor es 1.0.

$$C_t = \begin{cases} 0.50 & \text{if } d_{a,F_{fu}} < d_c \\ 1.00 & \text{if } d_{a,F_{fu}} > d_c \end{cases}$$

$$C_t = 1$$

F_{yc} Esfuerzo de fluencia especificado para el alma de la columna.

k_c Distancia de la cara exterior del patín de la columna a la punta del filete del alma o a la soldadura de filete.

t_{wc} Espesor del alma de la columna.

$$R_{n.fluencia.alma.col} = C_t \cdot (6 \cdot k_c + t_{fb} + 2 \cdot t_{p.emp}) \cdot F_{yc} \cdot t_{wc}$$

$$R_{n.fluencia.alma.col} = 123.812 \cdot tonnef$$

$$\phi_d R_{n.fluencia.alma.col} = 123.812 \cdot tonnef$$

Revisión de fluencia en el alma de la columna

$$F_{fu} = 303.757 \cdot tonnef$$

$$\phi_d R_{n.fluencia.alma.col} = 123.812 \cdot tonnef$$

$$Revisión_{alma.columna.por.fluencia} = \begin{cases} \text{"El alma de la columna resiste la fluencia"} & \text{if } F_{fu} \leq \phi_d R_{n.fluencia.alma.col} \\ \text{"El alma no pasa la revisión, añadir placas de continuidad"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$Revisión_{alma.columna.por.fluencia} = \text{"El alma no pasa la revisión, añadir placas de continuidad"}$$

Si la fuerza requerida en la ecuación anterior no se satisface, se requieren placas de continuidad en el alma de la columna.

PASO 4

Revisar en el alma de la columna sin rigidizar la fuerza de pandeo en el patín de compresión.

Siendo

$$\phi = 0.75$$

a) Cuando F_{fu} es aplicado a una distancia mayor o igual que $d_c/2$ desde el extremo de la columna.

$$d_{a.F.fu} = 3500 \cdot cm$$

Donde

h es la distancia libre entre patines menos el filete o radio de esquina para perfiles rolados, o distancia libre entre patines cuando se emplea soldadura para perfiles armados.

$$h = d_c - 2 \cdot k_c \quad h = 528 \cdot mm$$

Si la fuerza requerida en la ecuación 6.10-18 no se satisface, se requieren placas de continuidad en el alma de la columna.

$$R_{n,pandeo} = \begin{cases} \frac{24 \cdot t_{wc}^3 \cdot \sqrt{E \cdot F_{yc}}}{h} & \text{if } d_{a.F.fu} \geq \frac{d_c}{2} \\ \frac{12 \cdot t_{wc}^3 \cdot \sqrt{E \cdot F_{yc}}}{h} & \text{otherwise} \end{cases}$$

a) Cuando F.fu es aplicado a una distancia igual o mayor que $d_c/2$ desde el extremo de la columna.

b) Cuando F.fu es aplicado a una distancia menor que $d_c/2$ desde el extremo de la columna.

$$R_{n,pandeo} = 54.063 \cdot \text{tonnef}$$

$$\phi R_{n,pandeo} = 40.547 \cdot \text{tonnef}$$

Revisión por pandeo del alma de la columna

$$F_{fu} = 303.757 \cdot \text{tonnef}$$

$$\phi R_{n,pandeo} = 40.547 \cdot \text{tonnef}$$

$$\text{Revisión}_{alma.columna.por.pandeo} = \begin{cases} \text{"El alma de la columna resiste la fluencia"} & \text{if } F_{fu} \leq \phi R_{n,pandeo} \\ \text{"El alma no pasa la revisión, añadir placas de continuidad"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Revisión}_{alma.columna.por.pandeo} = \text{"El alma no pasa la revisión, añadir placas de continuidad"}$$

PASO 5

Revisar en el alma de la columna sin rigidizar la fuerza de arrugamiento en el patín de compresión.

Siendo

$$\phi = 0.75$$

Tamaño de la soldadura

$$t_{weld.p.pe} = t_{fb} = 1.73 \cdot \text{cm}$$

N Espesor del patín de la viga, más dos veces el tamaño de la pierna de la soldadura de refuerzo de ranura.

$$N = t_{fb} + 2 \cdot t_{weld.p.pe} = 5.19 \cdot \text{cm}$$

d_c Peralte total de la columna.

Si la fuerza requerida en la ecuación 6.10-21 no se satisface, el alma de la columna requiere placas de continuidad.

$$R_{n.\text{aplastamiento}} = \begin{cases} 0.80 \cdot t_{wc}^2 \cdot \left[1 + 3 \cdot \left(\frac{N}{d_c} \right) \cdot \left(\frac{t_{wc}}{t_{fc}} \right)^{1.5} \right] \cdot \sqrt{\frac{E \cdot F_{yc} \cdot t_{fc}}{t_{wc}}} & \text{if } d_{a.F.fu} \geq \frac{d_c}{2} \\ 0.40 \cdot t_{wc}^2 \cdot \left[1 + 3 \cdot \left(\frac{N}{d_c} \right) \cdot \left(\frac{t_{wc}}{t_{fc}} \right)^{1.5} \right] \cdot \sqrt{\frac{E \cdot F_{yc} \cdot t_{fc}}{t_{wc}}} & \text{if } \frac{N}{d_c} \leq 0.2 \\ 0.40 \cdot t_{wc}^2 \cdot \left[1 + \left(\frac{4 \cdot N}{d_c} - 0.2 \right) \cdot \left(\frac{t_{wc}}{t_{fc}} \right)^{1.5} \right] \cdot \sqrt{\frac{E \cdot F_{yc} \cdot t_{fc}}{t_{wc}}} & \text{if } \frac{N}{d_c} > 0.2 \end{cases}$$

a) Cuando F.fu es aplicado a una distancia mayor o igual que $d_c/2$ desde el extremo de la columna.

b) Cuando F.fu es aplicado a una distancia menor que $d_c/2$ desde el extremo de la columna.

$$R_{n.\text{aplastamiento}} = 119.672 \cdot \text{tonnef}$$

$$\phi R_{n.\text{aplastamiento}} = 89.754 \cdot \text{tonnef}$$

Revisión por aplastamiento del alma de la columna

$$F_{fu} = 303.757 \cdot \text{tonnef}$$

$$\phi R_{n.\text{aplastamiento}} = 89.754 \cdot \text{tonnef}$$

$$\text{Revisión}_{\text{alma.columna.por.aplastamiento}} = \begin{cases} \text{"El alma de la columna resiste la fluencia"} & \text{if } F_{fu} \leq \phi R_{n.\text{aplastamiento}} \\ \text{"El alma no pasa la revisión, añadir placas de continuidad"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Revisión}_{\text{alma.columna.por.aplastamiento}} = \text{"El alma no pasa la revisión, añadir placas de continuidad"}$$

Resistencias por estado límite

$$\phi_d R_{n.\text{flexión.patín.col}} = 104.441 \cdot \text{tonnef}$$

$$\phi_d R_{n.\text{fluencia.alma.col}} = 123.812 \cdot \text{tonnef}$$

$$\phi R_{n.\text{pandeo}} = 40.547 \cdot \text{tonnef}$$

$$\phi R_{n.\text{aplastamiento}} = 89.754 \cdot \text{tonnef}$$

PASO 6

Si se requieren placas atiesadoras en la columna por alguno de los estados límites, la fuerza requerida es:

$$F_{s,u} = F_{fu} - \min(\phi_d R_{n.\text{flexión.patín.col}}, \phi_d R_{n.\text{fluencia.alma.col}}, \phi R_{n.\text{pandeo}}, \phi R_{n.\text{aplastamiento}})$$

$$F_{s,u} = 263.21 \cdot \text{tonnef}$$

Donde

El mínimo ϕR_n es el valor de la fuerza de diseño mínima de las secciones 6.10.2 paso 2 (flexión del patín de la columna), paso 3 (fluencia del alma de la columna), paso 4 (pandeo del alma de la columna) y paso 5 (arrugamiento del alma de la columna).

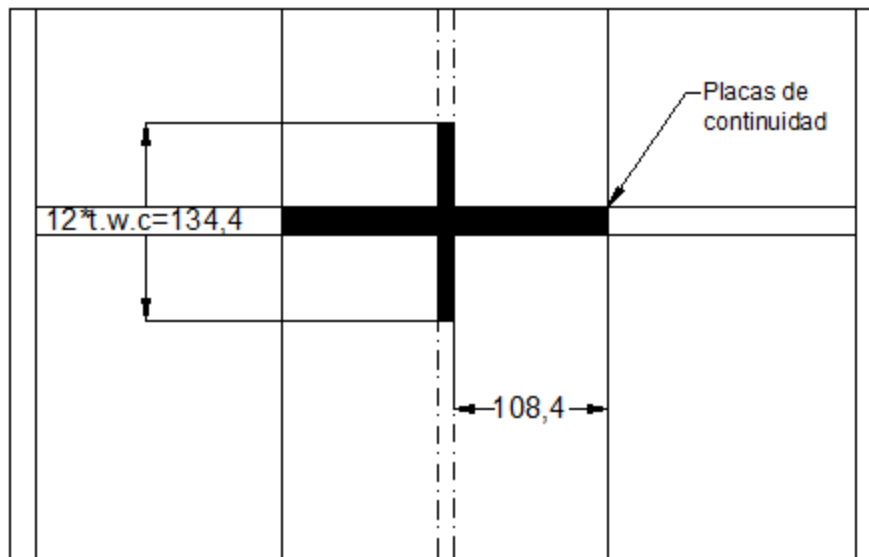
El diseño de las placas de continuidad debe estar conforme con el capítulo E de las disposiciones sísmicas del AISC, y las soldaduras deberán diseñarse de acuerdo a la sección 6.7 (3).

Diseño de placas de continuidad

AISC Capítulo J.4.4 ELEMENTOS EN COMPRESIÓN

Revisión del atiesador como miembro en compresión

Esta revisión se realiza considerando al atiesador como una columna compuesta por las placas de continuidad y una porción del alma de la columna (12 veces su espesor) como se muestra enseguida:



Ancho de atiesador

Se propone colocar placas de continuidad con un ancho que cubra la parte interna del patín (por ambos ejes), además restando un recorte para librar el radio de curvatura entre patines y alma de la columna.

$$recorte = 2.54cm$$

$$b_{p.c} = \frac{b_{fc} - t_{wc}}{2} - recorte = 8.35 \cdot cm$$

Se propone un espesor de placa de continuidad

$$t_{p.c} = 2.54cm$$

$$\text{Área total en compresión (A.t.c.int)} \quad A_{t.c.int} = 2 \cdot (b_{p.c} \cdot t_{p.c}) + [(12 \cdot t_{wc}) \cdot t_{wc}] = 57.471 \cdot cm^2$$

Inercia total en compresión

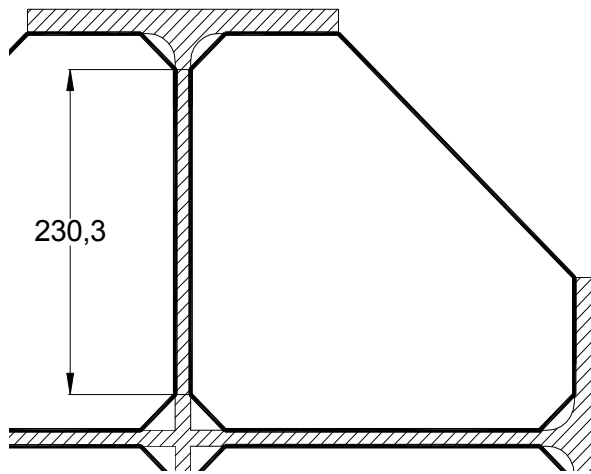
$$I_{t.c.int} = \frac{(25 \cdot t_{wc}) \cdot t_{wc}^3}{12} + 2 \cdot \left[\left(\frac{t_{p.c} \cdot b_{p.c}^3}{12} \right) + b_{p.c} \cdot t_{p.c} \cdot \left(\frac{b_{p.c}}{2} + \frac{t_{wc}}{2} \right)^2 \right]$$

$$I_{t.c.int} = 1200.757 \cdot cm^4$$

Radio de giro de la sección sometida a compresión (r)

$$r_{int} = \sqrt{\frac{I_{t.c.int}}{A_{t.c.int}}} = 4.571 \cdot cm$$

Longitud de las placas de continuidad



$$L_{p.c} = \frac{d_c}{2} - 2 \cdot \text{recorte} - t_{fb} - \frac{t_{wc}}{2} = 23.03 \cdot cm$$

Al soldarse por completo las placas de continuidad a los patines de la columna, se considera que actúa como una columna totalmente restringida en ambos extremos, por lo tanto:

$$K = 0.65$$

$$\frac{K \cdot L_{p.c}}{r_{int}} = 3.275$$

(Considerando 2 placas de continuidad por lado de la columna)

$$P_{n.com.int} = \begin{cases} 2F_{yc} \cdot A_{t.c.int} & \text{if } \frac{K \cdot L_{p.c}}{r_{int}} \leq 25 \\ \text{"Aplicar capítulo E"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\phi_{com} = 0.90$$

Resistencia nominal de las placas de continuidad sometidas a compresión

$$P_{n.com.int} = 404.02 \cdot tonnef$$

Resistencia de diseño del atiesador sometido a compresión

$$\phi_{com} \cdot P_{n.com.int} = 363.618 \cdot tonnef$$

$$Placascontinuidad_{com.int} = \begin{cases} "Ok, las placas resisten la compresión" & \text{if } F_{s.u} < \phi_{com} \cdot P_{n.com.int} \\ "No resisten la compresión" & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$Rel_{p.c} = \frac{F_{s.u}}{(\phi_{com} \cdot P_{n.com.int})} = 0.724$$

$$Placascontinuidad_{com.int} = "Ok, las placas resisten la compresión"$$

Revisión de la soldadura por corte (para soldar los atiesadores al alma de la columna)

Se propone colocar filete de soldadura a todo alrededor de las placas de conexión, con lo que se tiene una combinación de soldaduras longitudinales y transversales.

Tamaño mínimo de soldadura

Con base en lo indicado en el manual de especificaciones AISC 2016 en el capítulo J, con relación al tamaño de soldadura empleado, el cual se propone de inicio de acuerdo a los espesores de placa a conectar, se tiene:



$$t_{min.weld.at.a.c} = 4.763 \cdot mm$$

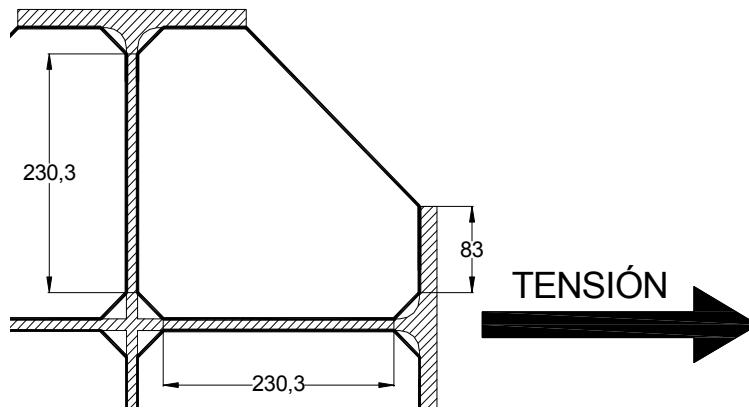
Tamaño máximo de soldadura

$$t_{max.weld.at.a.c} = \begin{cases} 0.635cm & \text{if } \min(t_{wc}, t_{p.c}) < 0.635cm \\ \min(t_{wc}, t_{p.c}) - 0.15875cm & \text{if } \min(t_{wc}, t_{p.c}) > 0.635cm \end{cases}$$

$$t_{max.weld.at.a.c} = 9.613 \cdot mm$$

Con los límites anteriores establecidos, se propone el siguiente tamaño de soldadura para unir las placas de continuidad a la columna cruciforme:

$$t_{weld.at.a.c} = 9.525mm$$



Ángulo de inclinación de la soldadura

Longitudinal $\theta_l = 0deg$

Transversal $\theta_t = 90deg$

$F_{EXX} = 70 \cdot ksi$

$\phi_w = 0.75$

Longitudinal

Esfuerzo nominal del metal de soldadura

$$F_{n.w.l.at.a.c} = 0.60 \cdot F_{EXX} \cdot \left(1.0 + 0.50 \cdot \sin(\theta_l)\right)^{1.5} = 2952.892 \cdot \frac{kgf}{cm^2}$$

Longitud de la soldadura (Longitudinal)

$$L_{weld.l.at.a.c} = L_{p.c} = 23.03 \cdot cm$$

Área efectiva de la soldadura

$$A_{w.e.l.at.a.c} = 0.7071 \cdot t_{weld.at.a.c} \cdot L_{weld.l.at.a.c} = 15.511 \cdot cm^2$$

$$R_{n.w.l.at.a.c} = F_{n.w.l.at.a.c} \cdot A_{w.e.l.at.a.c} = 45.802 \cdot tonnef$$

Transversal

Esfuerzo nominal del metal de soldadura

$$F_{n.w.t.at.a.c} = 0.60 \cdot F_{EXX} \cdot \left(1.0 + 0.50 \cdot \sin(\theta_t)\right)^{1.5} = 4429.338 \cdot \frac{kgf}{cm^2}$$

Longitud de la soldadura (Transversal)

$$L_{weld.t.at.a.c} = b_{p.c} + L_{p.c} = 31.38 \cdot cm$$

Área efectiva de la soldadura

$$A_{w.e.t.at.a.c} = 0.7071 \cdot t_{weld.at.a.c} \cdot L_{weld.t.at.a.c} = 21.135 \cdot cm^2$$

$$R_{n.w.t.at.a.c} = F_{n.w.t.at.a.c} \cdot A_{w.e.t.at.a.c} = 93.613 \cdot tonnef$$

$$R_{n.s.at.a.c} = \max(R_{n.w.l.at.a.c} + R_{n.w.t.at.a.c}, 0.85 \cdot R_{n.w.l.at.a.c} + 1.5 \cdot R_{n.w.t.at.a.c})$$

$$R_{n.s.at.a.c} = 179.352 \cdot tonnef$$

Ya que se propone soldar a todo alrededor del atiesador por ambos lados, se tiene que la resistencia de diseño de la soldadura diseño es:

$$R_{d.s.at.a.c} = 2 \phi_w \cdot R_{n.s.at.a.c} = 269.028 \cdot \text{tonnef}$$

Revisión de la soldadura del atiesador al interior de la columna

Fuerza requerida por atiesador

(Considerando 2 atiesadores por lado de la columna)

$$F_{At} = \frac{F_{s.u}}{2} = 131.605 \cdot \text{tonnef}$$

$$Rel_{soldadura.corte.at.a.c} = \frac{F_{At}}{R_{d.s.at.a.c}} = 0.489$$

$$Resistencia_{soldadura.corte.at} = \begin{cases} \text{"Pasa la revisión"} & \text{if } Rel_{soldadura.corte.at.a.c} < 1 \\ \text{"No pasa la revisión"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$Resistencia_{soldadura.corte.at} = \text{"Pasa la revisión"}$$

Geometría final de la conexión

Longitud de la placa extremo $L_p = 1008 \cdot mm$

Longitud de atiesador $L_{st} = 346.41 \cdot mm$

Ancho de placa extremo $b_p = 229 \cdot mm$

Altura de atiesador $h_{st} = 200 \cdot mm$

Espesor de placa extremo $t_{p.emp} = 28.6 \cdot mm$

Espesor de atiesador $t_{p.s} = 15.9 \cdot mm$

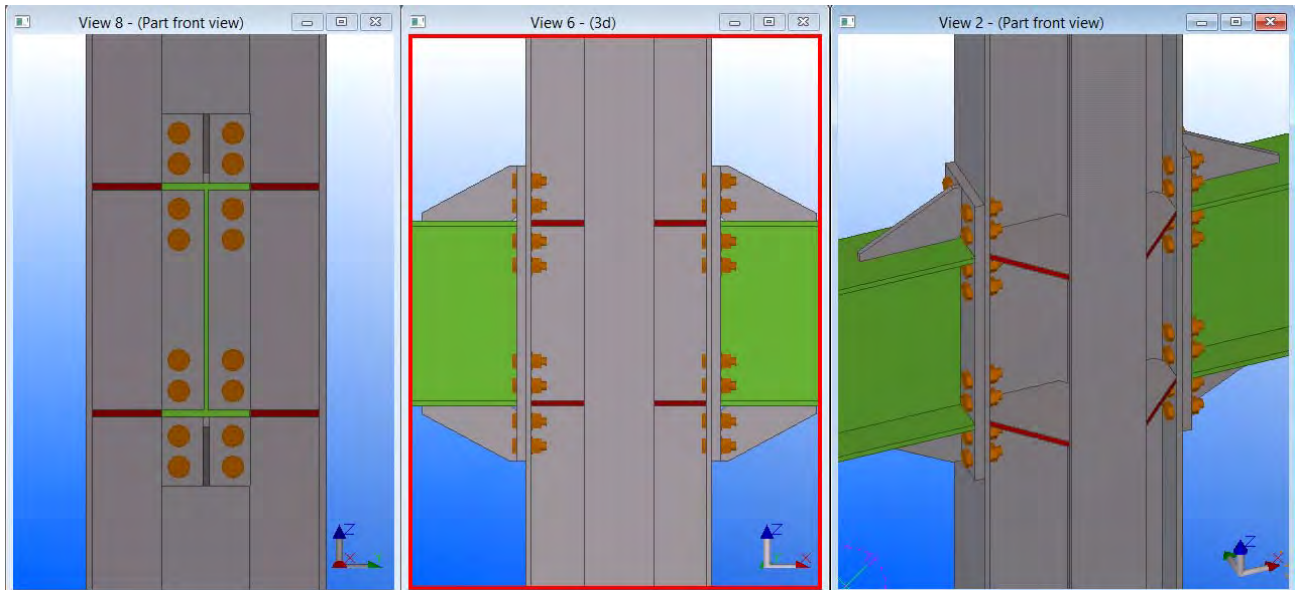
Diámetro de tornillo empleado

$$d_{b.emp} = 31.75 \cdot mm$$

Espesor de placas de continuidad

$$t_{p.c} = 25.4 \cdot mm$$

DETALLE CONEXIÓN



APÉNDICE B

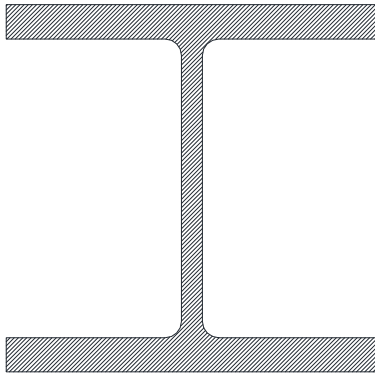
RADIO

MOMENTO EN

VIGA – COLUMNA

Se presenta la revisión de los requerimientos para cumplir con la filosofía columna fuerte - viga débil para la conexión con placa extremo atornillada ensayada por Sumner

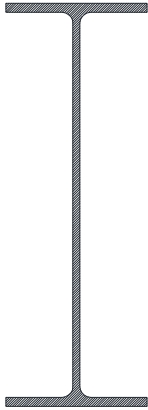
COLUMNA



W 14 X 193

| | | | |
|--|--|---|--|
| Área..... | $A_c = 366.5 \text{ cm}^2$ | Módulo de sección plástico en eje X..... | $Z_{xc} = 5817 \text{ cm}^3$ |
| Peralte..... | $d_c = 39.3 \text{ cm}$ | Módulo de sección plástico en eje Y..... | $Z_{yc} = 2950 \text{ cm}^3$ |
| Espesor del alma..... | $t_{wc} = 2.26 \text{ cm}$ | Longitud Columna..... | $L_c = 6.7675249 \text{ m}$ |
| Ancho de patín..... | $b_{fc} = 39.9 \text{ cm}$ | Límite de fluencia..... | $F_{yc} = 3515 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ |
| Espesor de patín..... | $t_{fc} = 3.66 \text{ cm}$ | Límite último..... | $F_{uc} = 4570 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ |
| Radio de curvatura vertical..... | $k_c = 5.4 \text{ cm}$ | Factor Ry..... | $R_{yc} = 1.10$ |
| Radio de curvatura horizontal..... | $k_{lc} = 2.7 \text{ cm}$ | Factor Rt..... | $R_{tc} = 1.10$ |
| Altura libre del alma..... | $T_c = d_c - 2 \cdot k_c = 28.5 \cdot \text{cm}$ | Módulo de elasticidad.... | $E = 2039000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ |
| Gramil (Patín)..... | $g_c = 19 \text{ cm}$ | | |
| Ømáx. Sujetadores (En patín)..... | $\phi_{max,fc} = 3.81 \text{ cm}$ | | |
| Inercia en eje X..... | $I_{xc} = 99895 \text{ cm}^4$ | | |
| Módulo de sección elástico en eje X... | $S_{xc} = 5080 \text{ cm}^3$ | | |
| Radio de giro en eje X..... | $r_{xc} = 16.5 \text{ cm}$ | | |
| Inercia en eje Y..... | $I_{yc} = 38751 \text{ cm}^4$ | | |
| Módulo de sección elástico en eje Y... | $S_{yc} = 1950 \text{ cm}^3$ | | |
| Radio de giro en eje Y..... | $r_{yc} = 10.3 \text{ cm}$ | | |
| Constante de torsión..... | $J_c = 1448 \text{ cm}^4$ | | |

VIGA



W 30 X 99

Área..... $A_b = 187.8cm^2$

Peralte..... $d_b = 75.3cm$

Espesor del alma..... $t_{wb} = 1.32cm$

Ancho de patín..... $b_{fb} = 26.5cm$

Espesor de patín..... $t_{fb} = 1.7cm$

Radio de curvatura vertical..... $k_b = 3.7cm$

Radio de curvatura horizontal..... $k_{lb} = 2.5cm$

Altura libre del alma..... $T_b = d_b - 2 \cdot k_b = 67.9 \cdot cm$

Gramil (Patín)..... $g_b = 14cm$

Gramil (Alma)..... $g_{lb} = 11.5cm$

Ømax. Sujetadores (En patín)..... $\phi_{max.fb} = 34.9cm$

Ømax. Sujetadores (En alma)..... $\phi_{max.wb} = 34.9cm$

Inercia en eje X..... $I_{xb} = 166076cm^4$

Módulo de sección elástico en eje X... $S_{xb} = 4408cm^3$

Radio de giro en eje X..... $r_{xb} = 29.7cm$

Inercia en eje Y..... $I_{yb} = 5328cm^4$

Módulo de sección elástico en eje Y... $S_{yb} = 401cm^3$

Radio de giro en eje Y..... $r_{yb} = 5.3cm$

Constante de torsión..... $J_b = 157cm^4$

Módulo de sección
plástico en eje X..... $Z_{xb} = 5113cm^3$

Módulo de sección
plástico en eje Y..... $Z_{yb} = 633cm^3$

Longitud viga..... $L_b = 5.8843m$

Límite de fluencia..... $F_{yb} = 3515 \frac{kgf}{cm^2}$

Límite último..... $F_{ub} = 4570 \frac{kgf}{cm^2}$

Factor Ry..... $R_{yb} = 1.10$

Factor Rt..... $R_{tb} = 1.10$

Fuerza de fluencia nominal requerida usando las combinaciones de LRFD

$$P_y = R_{yc} \cdot F_{yc} \cdot A_c = 1417.072 \cdot \text{tonnef}$$

Fuerza axial requerida en la columna usando las combinaciones del LRFD

En ausencia de este dato, se evalúa la capacidad para tres casos de cargas en función de la capacidad de carga de la sección.

$$P_{u1} = 0 \cdot P_y = 0$$

$$P_{u2} = 0.20 \cdot P_y = 283.414 \cdot \text{tonnef}$$

$$P_{u3} = 0.60 \cdot P_y = 850.243 \cdot \text{tonnef}$$

Factor de reducción por compresión (ϕ_c) $\phi_c = 0.90$

Radio de fuerza requerida a fuerza disponible (Ca)

$$C_{a1} = \frac{P_{u1}}{\phi_c \cdot P_y} = 0$$

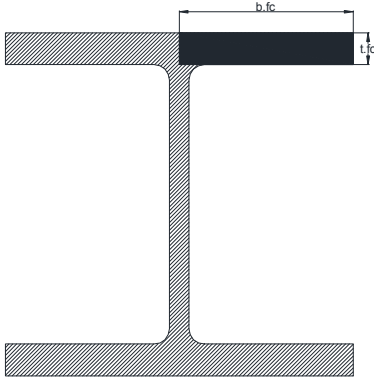
$$C_{a2} = \frac{P_{u2}}{\phi_c \cdot P_y} = 0.222$$

$$C_{a3} = \frac{P_{u3}}{\phi_c \cdot P_y} = 0.667$$

LIMITACIONES EN LA RELACIÓN ANCHO - ESPESOR PARA MIEMBROS DISEÑADOS COMO MODERADAMENTE O ALTAMENTE DÚCTILES

COLUMNA W 14 X 193

Patines de columna



Radio ancho - espesor

$$\lambda_f = \frac{b_{fc}}{2 \cdot t_{fc}} = 5.451$$

Miembros altamente dúctiles

$$\lambda_{h.d.f} = 0.32 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} = 7.349$$

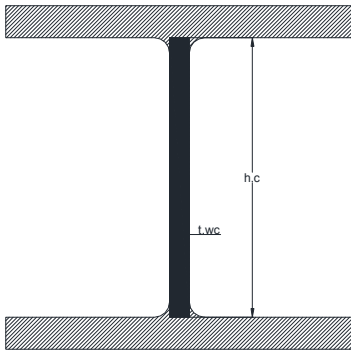
Miembros moderadamente dúctiles

$$\lambda_{m.d.f} = 0.40 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} = 9.186$$

$$Patines_{Columna} = \begin{cases} \text{"Altamente Dúctiles"} & \text{if } \lambda_f < \lambda_{h.d.f} \\ \text{"Moderadamente Dúctiles"} & \text{if } \lambda_{h.d.f} < \lambda_f < \lambda_{m.d.f} \\ \text{"Perfil no dúctil"} & \text{if } \lambda_f > \lambda_{m.d.f} \end{cases}$$

$$Patines_{Columna} = \text{"Altamente Dúctiles"}$$

Alma de la columna



Altura de la sección principal del alma

$$h_p = d_c - 2 \cdot k_c = 0.285 \text{ m}$$

Radio ancho - espesor

$$\lambda_{wp} = \frac{h_p}{t_{wc}} = 12.611$$

Miembros altamente dúctiles

$$\lambda_{h.d.wp} = \begin{cases} 2.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (1 - 1.104 \cdot C_{al}) & \text{if } C_{al} \leq 0.114 \\ \max \left[0.88 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (2.68 - C_{al}), 1.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \right] & \text{if } C_{al} > 0.114 \end{cases}$$

Miembros moderadamente dúctiles

$$\lambda_{m.d.wp} = \begin{cases} 3.96 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (1 - 3.04 \cdot C_{a1}) & \text{if } C_{a1} \leq 0.114 \\ \max \left[1.29 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (2.12 - C_{a1}), 1.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \right] & \text{if } C_{a1} > 0.114 \end{cases}$$

$$Alma_{Columna} = \begin{cases} "Altamente Dúctil" & \text{if } \lambda_{wp} < \lambda_{h.d.wp} \\ "Moderadamente Dúctil" & \text{if } \lambda_{h.d.wp} < \lambda_{wp} < \lambda_{m.d.wp} \end{cases}$$

Caso 1 (Sin carga axial)

$$Alma_{Columna} = "Altamente Dúctil"$$

Miembros altamente dúctiles

$$\lambda_{h.d.wp2} = \begin{cases} 2.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (1 - 1.104 \cdot C_{a2}) & \text{if } C_{a2} \leq 0.114 \\ \max \left[0.88 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (2.68 - C_{a2}), 1.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \right] & \text{if } C_{a2} > 0.114 \end{cases}$$

Miembros moderadamente dúctiles

$$\lambda_{m.d.wp2} = \begin{cases} 3.96 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (1 - 3.04 \cdot C_{a2}) & \text{if } C_{a2} \leq 0.114 \\ \max \left[1.29 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (2.12 - C_{a2}), 1.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \right] & \text{if } C_{a2} > 0.114 \end{cases}$$

$$Alma_{Columna2} = \begin{cases} "Altamente Dúctil" & \text{if } \lambda_{wp} < \lambda_{h.d.wp2} \\ "Moderadamente Dúctil" & \text{if } \lambda_{h.d.wp2} < \lambda_{wp} < \lambda_{m.d.wp2} \end{cases}$$

Caso 2 (Con el 20% de la capacidad de la sección actuando como carga axial)

$$Alma_{Columna2} = "Altamente Dúctil"$$

Miembros altamente dúctiles

$$\lambda_{h.d.wp3} = \begin{cases} 2.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (1 - 1.104 \cdot C_{a3}) & \text{if } C_{a3} \leq 0.114 \\ \max \left[0.88 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (2.68 - C_{a3}), 1.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \right] & \text{if } C_{a3} > 0.114 \end{cases}$$

Miembros moderadamente dúctiles

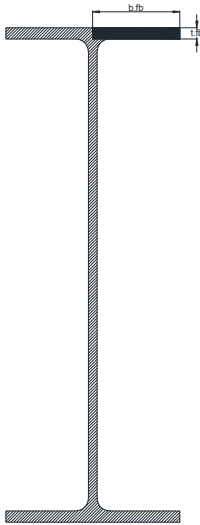
$$\lambda_{m.d.wp3} = \begin{cases} 3.96 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (1 - 3.04 \cdot C_{a3}) & \text{if } C_{a3} \leq 0.114 \\ \max \left[1.29 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (2.12 - C_{a3}), 1.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \right] & \text{if } C_{a3} > 0.114 \end{cases}$$

$$Alma_{Columna3} = \begin{cases} \text{"Altamente Dúctil"} & \text{if } \lambda_{wp} < \lambda_{h.d.wp3} \\ \text{"Moderadamente Dúctil"} & \text{if } \lambda_{h.d.wp3} < \lambda_{wp} < \lambda_{m.d.wp3} \end{cases}$$

Caso 3 (Con el 60% de la capacidad de la sección actuando como carga axial)

$$Alma_{Columna3} = \text{"Altamente Dúctil"}$$

VIGA W30X99



Patines de Viga

Radio ancho - espesor

$$\lambda_{fb} = \frac{b_{fb}}{2 \cdot t_{fb}} = 7.794$$

Miembros altamente dúctiles

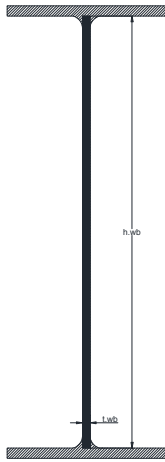
$$\lambda_{h.d.fb} = 0.32 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}}} = 7.349$$

Miembros moderadamente dúctiles

$$\lambda_{m.d.fb} = 0.40 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}}} = 9.186$$

$$Patines_{Viga} = \begin{cases} \text{"Altamente Dúctiles"} & \text{if } \lambda_{fb} < \lambda_{h.d.fb} \\ \text{"Moderadamente Dúctiles"} & \text{if } \lambda_{h.d.fb} < \lambda_{fb} < \lambda_{m.d.fb} \end{cases}$$

$$Patines_{Viga} = \text{"Moderadamente Dúctiles"}$$



Alma de la viga

Altura del alma $h_{wb} = d_b - 2 \cdot k_b = 0.679 \text{ m}$

Radio ancho - espesor $\lambda_{wb} = \frac{h_{wb}}{t_{wb}} = 51.439$

Miembros altamente dúctiles

$$\lambda_{h.d.wb} = \begin{cases} 2.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}}} \cdot (1 - 1.104 \cdot C_{a1}) & \text{if } C_{a1} \leq 0.114 \\ \max \left[0.88 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}}} \cdot (2.68 - C_{a1}), 1.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}}} \right] & \text{if } C_{a1} > 0.114 \end{cases}$$

Miembros moderadamente dúctiles

$$\lambda_{m.d.wb} = \begin{cases} 3.96 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}}} \cdot (1 - 3.04 \cdot C_{a1}) & \text{if } C_{a1} \leq 0.114 \\ \max \left[1.29 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}}} \cdot (2.12 - C_{a1}), 1.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}}} \right] & \text{if } C_{a1} > 0.114 \end{cases}$$

$$Alma_{Viga} = \begin{cases} \text{"Altamente Dúctil"} & \text{if } \lambda_{wb} < \lambda_{h.d.wb} \\ \text{"Moderadamente Dúctil"} & \text{if } \lambda_{h.d.wb} < \lambda_{wb} < \lambda_{m.d.wb} \end{cases}$$

Caso 1 (Sin carga axial)

$Alma_{Viga} = \text{"Altamente Dúctil"}$

Miembros altamente dúctiles

$$\lambda_{h.d.wb2} = \begin{cases} 2.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}}} \cdot (1 - 1.104 \cdot C_{a2}) & \text{if } C_{a2} \leq 0.114 \\ \max \left[0.88 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}}} \cdot (2.68 - C_{a2}), 1.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}}} \right] & \text{if } C_{a2} > 0.114 \end{cases}$$

Miembros moderadamente dúctiles

$$\lambda_{m.d.wb2} = \begin{cases} 3.96 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}}} \cdot (1 - 3.04 \cdot C_{a2}) & \text{if } C_{a2} \leq 0.114 \\ \max \left[1.29 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}}} \cdot (2.12 - C_{a2}), 1.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}}} \right] & \text{if } C_{a2} > 0.114 \end{cases}$$

$$Alma_{Viga2} = \begin{cases} \text{"Altamente Dúctil"} & \text{if } \lambda_{wb} < \lambda_{h.d.wb2} \\ \text{"Moderadamente Dúctil"} & \text{if } \lambda_{h.d.wb2} < \lambda_{wb} < \lambda_{m.d.wb2} \end{cases}$$

Caso 2 (Con el 20% de la capacidad de la sección actuando como carga axial)

$Alma_{Viga2} = \text{"Moderadamente Dúctil"}$

Miembros altamente dúctiles

$$\lambda_{h.d.wb3} = \begin{cases} 2.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}}} \cdot (1 - 1.104 \cdot C_{a3}) & \text{if } C_{a3} \leq 0.114 \\ \max \left[0.88 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}}} \cdot (2.68 - C_{a3}), 1.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}}} \right] & \text{if } C_{a3} > 0.114 \end{cases}$$

Miembros moderadamente dúctiles

$$\lambda_{m.d.wb3} = \begin{cases} 3.96 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}}} \cdot (1 - 3.04 \cdot C_{a3}) & \text{if } C_{a3} \leq 0.114 \\ \max \left[1.29 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}}} \cdot (2.12 - C_{a3}), 1.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yb} \cdot F_{yb}}} \right] & \text{if } C_{a3} > 0.114 \end{cases}$$

$$Alma_{Viga3} = \begin{cases} \text{"Altamente Dúctil"} & \text{if } \lambda_{wb} < \lambda_{h.d.wb} \\ \text{"Moderadamente Dúctil"} & \text{if } \lambda_{h.d.wb3} < \lambda_{wb} < \lambda_{m.d.wb3} \\ \text{"No dúctil"} & \text{if } \lambda_{wb} > \lambda_{m.d.wb3} \end{cases}$$

Caso 3 (Con el 60% de la capacidad de la sección actuando como carga axial)

$$Alma_{Viga3} = \text{"No dúctil"}$$

Relación Claro - Peralte

De acuerdo al AISC 358-16, la relación claro - peralte de la viga debe limitarse como sigue:

- a) Para sistemas tipo SMF: 7 o más
- b) Para sistemas tipo IMF: 5 o más

$$Rel = \frac{L_b}{d_b} = 7.814$$

$$Relación_{Claro.Peralte} = \begin{cases} \text{"Adecuada"} & \text{if } Rel \geq 7 \\ \text{"Insuficiente"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$Relación_{Claro.Peralte} = \text{"Adecuada"}$$

Factor Cpr

Factor que considera la fuerza pico de la conexión, incluyendo el endurecimiento por deformación, restricciones locales, refuerzos adicionales y otras condiciones de la conexión. A menos que se especifique otra cosa en el estándar, el valor de Cpr será:

$$C_{pr.b} = \min \left(\frac{F_{yb} + F_{ub}}{2 \cdot F_{yb}}, 1.20 \right) = 1.15$$

Momento máximo probable en la articulación plástica (M.pr)

Momento máximo probable en la localización de la articulación, determinada de acuerdo con el ANSI/AISC 358, o de cualquier otra manera determinada en la precalificación de una conexión de acuerdo a la sección K1, o en un programa de pruebas de acuerdo con la sección K2.

$$M_{pr} = C_{pr.b} \cdot R_{yb} \cdot F_{yb} \cdot Z_{xb}$$

$$M_{pr} = 227.362 \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m}$$

Fuerza cortante en los extremos de la viga

Esta sección aplica para las almas de miembros de simetría doble o simple y canales solicitados a corte en el plano del alma.

$$h_w = \frac{h_{wb}}{t_{wb}} = 51.439$$

$$\phi_v = \begin{cases} 1.00 & \text{if } h_w \leq 2.24 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}} \\ 0.90 & \text{otherwise} \end{cases} = 1$$

Área del alma

$$A_w = h_{wb} \cdot t_{wb} = 89.628 \cdot \text{cm}^2$$

$$k_v = 5$$

Coficiente de corte del alma

$$C_v = \begin{cases} 1.00 & \text{if } h_w \leq 1.10 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{F_{yb}}} \\ \frac{1.10 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{F_{yb}}}}{h_w} & \text{if } 1.10 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{F_{yb}}} < h_w \leq 1.37 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{F_{yb}}} \\ \frac{1.51 \cdot k_v \cdot E}{h_w^2 \cdot F_{yb}} & \text{if } h_w > 1.37 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{F_{yb}}} \end{cases} = 1$$

RESISTENCIA NOMINAL AL CORTE DEL PERFIL

$$V_n = 0.60 \cdot F_{yb} \cdot A_w \cdot C_v$$

$$V_n = 189.025 \cdot \text{tonnef}$$

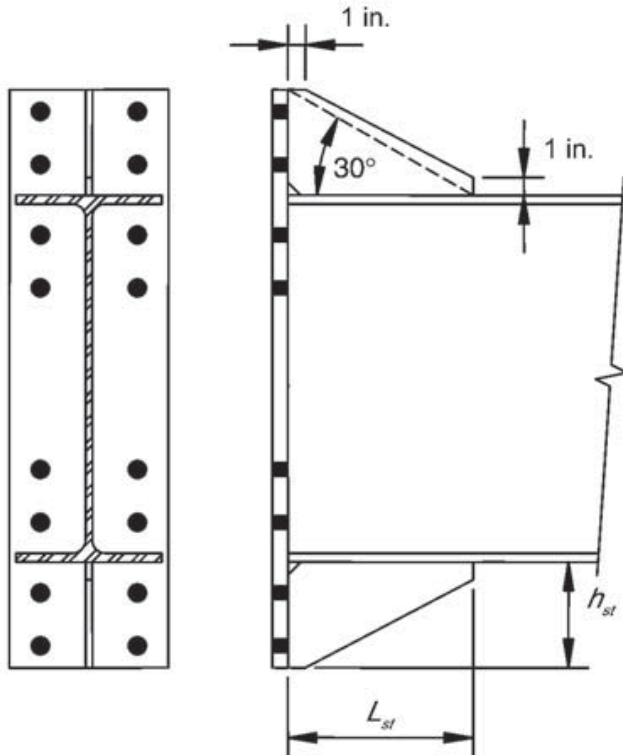
Resistencia de diseño del perfil

$$\phi_v \cdot V_n = 189.025 \cdot \text{tonnef}$$

Se asume como fuerza cortante, un 60% de la capacidad total del perfil

$$V_{gravedad} = 0.60(\phi_v \cdot V_n) = 113.415 \cdot \text{tonnef}$$

Dimensiones del rigidizador



Longitud de la placa extremo

$$L_p = 1133.475 \text{ mm}$$

Espesor de placa extremo

$$t_p = 45.72 \text{ cm}$$

Altura del rigidizador

$$h_{st} = \frac{L_p - d_b}{2} = 0.19 \text{ m}$$

$$L_{st} = \frac{h_{st}}{\tan(30 \text{ deg})} = 0.33 \text{ m}$$

Distancia de la cara de la columna a la articulación plástica

$$S_h = L_{st} + t_p$$

$$S_h = 0.787 \text{ m}$$

Distancia entre articulaciones plásticas

$$L_h = L_b - 2 \cdot S_h$$

$$L_h = 4.311 \text{ m}$$

$$V_u = \frac{2 \cdot M_{pr}}{L_h} + V_{gravedad}$$

$$V_u = 218.898 \cdot \text{tonnef}$$

Radio Momento en viga - columna

Deberá satisfacerse la siguiente relación para las conexiones viga-columna

$$\frac{\Sigma M_{pc}^*}{\Sigma M_{pb}^*} > 1.0$$

$$\Sigma M_{pc}^*$$

La suma de las proyecciones de las resistencias nominales a flexión de las columnas (incluyendo ménsulas cuando se utilicen) arriba y abajo de la unión a la línea central de la viga con una reducción de la fuerza axial en la columna. Se permite determinar su valor como:

$$M'_{p.c} = \sum \left[Z_{xc} \cdot \left(F_{yc} - \frac{\alpha_s \cdot P_r}{A_g} \right) \right]$$

Número de columnas
concurrentes al nodo (n.c)

$$n_c = 2$$

Número de vigas
concurrentes al nodo (n.b)

$$n_b = 1$$

Área de la columna

$$A_g = A_c = 366.5 \cdot \text{cm}^2$$

Fuerza axial requerida en la columna

$$P_{r1} = P_{u1} = 0 \cdot \text{tonnef}$$

$$P_{r2} = P_{u2} = 283.414 \cdot \text{tonnef}$$

$$P_{r3} = P_{u3} = 850.243 \cdot \text{tonnef}$$

Factor de ajuste de fuerzas α_s
(1.0 para LRFD, 1.50 para ASD)

$$\alpha_s = 1.0$$

$$M'_{p.c1} = n_c \cdot \left[Z_{xc} \cdot \left(F_{yc} - \frac{\alpha_s \cdot P_{r1}}{A_g} \right) \right]$$

$$M'_{p.c1} = 408.935 \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m}$$

Caso 1) Sin carga axial

$$M'_{p.c2} = n_c \cdot \left[Z_{xc} \cdot \left(F_{yc} - \frac{\alpha_s \cdot P_{r2}}{A_g} \right) \right]$$

$$M'_{p.c2} = 318.969 \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m}$$

Caso 2) Con el 20% de la capacidad total actuando como carga axial

$$M'_{p.c3} = n_c \cdot \left[Z_{xc} \cdot \left(F_{yc} - \frac{\alpha_s \cdot P_{r3}}{A_g} \right) \right]$$

$$M'_{p.c3} = 139.038 \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m}$$

Caso 3) Con el 60% de la capacidad total actuando como carga axial

$$\Sigma M^*_{pb}$$

La suma de las proyecciones de las resistencias esperadas a flexión de las vigas en las localizaciones de las articulaciones plásticas a la línea de centro de la columna. Se permite determinar su valor como se indica:

$$M'_{p.b} = n_b \cdot (M_{pr} + \alpha_s \cdot M_v)$$

El momento adicional debido a la amplificación de cortante de la localización de la articulación plástica a la línea central de la columna basado en las combinaciones de carga del LRFD o ASD como sigue:

$$M_v = V_u \cdot S_h$$

$$M_v = 172.207 \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M'_{p.b} = n_b \cdot (M_{pr} + \alpha_s \cdot M_v)$$

$$M'_{p.b} = 399.569 \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m}$$

Donde

M_v Momento adicional debido a la amplificación por cortante de la localización de la articulación plástica a la línea de centro de la columna basado en las combinaciones de carga del LRFD.

P_r Fuerza de compresión requerida en la columna

Z_b Módulo de sección plástico de la viga.

Z_c Módulo de sección plástico de la columna.

$$\frac{M'_{p.c1}}{M'_{p.b}} = 1.023$$

$$Relacion_{Radio.Momento} = \begin{cases} "Satisfactoria" & \text{if } \frac{M'_{p.c1}}{M'_{p.b}} > 1.0 \\ "No se cumple" & otherwise \end{cases}$$

$$Relacion_{Radio.Momento} = "Satisfactoria"$$

$$\frac{M'_{p.c2}}{M'_{p.b}} = 0.798$$

$$Relacion_{Radio.Momento2} = \begin{cases} "Satisfactoria" & \text{if } \frac{M'_{p.c2}}{M'_{p.b}} > 1.0 \\ "No se cumple" & otherwise \end{cases}$$

$$Relacion_{Radio.Momento2} = "No se cumple"$$

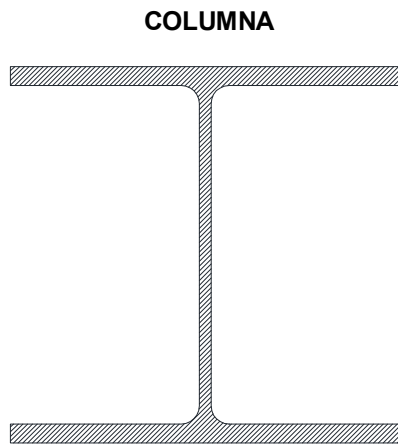
$$\frac{M'_{p.c3}}{M'_{p.b}} = 0.348$$

$$Relacion_{Radio.Momento3} = \begin{cases} "Satisfactoria" & \text{if } \frac{M'_{p.c3}}{M'_{p.b}} > 1.0 \\ "No se cumple" & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$Relacion_{Radio.Momento3} = "No se cumple"$$

Se observa de la columna, que, debido a su robusta sección, cumple con los requisitos para ser empleada como componente de un marco altamente dúctil. Por otra parte, la viga es una sección esbelta a la vista, por ello y al revisar la geometría de sus patines, estos caen dentro de la categoría de moderadamente dúctil, en tanto que para su alma, cuando esta no se ve sometida a carga axial es una sección apta para sistemas altamente dúctiles, cuando se aplica el 20% es moderadamente dúctil, y cuando se aplica un 60% el perfil no es dúctil. Así mismo, se observa como en la medida que la carga aumenta, la relación de momentos de la columna a la viga decrece haciendo que la conexión no cumpla con esta condicionante de las normas sísmicas del AISC (AISC 341-2016), sin embargo, debe resaltarse el hecho de que estas son asunciones en cuanto a carga axial y fuerza cortante aplicada, puesto que no se cuenta con las cargas reales y el análisis que llevó a definir los perfiles viga y columna.

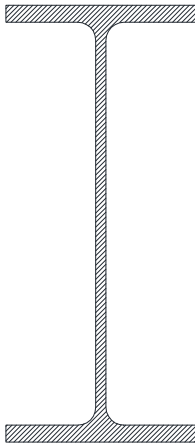
Se presenta la revisión de los requerimientos para cumplir con la filosofía columna fuerte - viga débil para la conexión completamente soldada llegando al alma de una columna IR.



W 14 X 90

| | | | |
|--|---|--|----------------------------------|
| Área..... | $A_c = 171cm^2$ | Módulo de sección plástico en eje X..... | $Z_{xc} = 2573cm^3$ |
| Peralte..... | $d_c = 35.6cm$ | Módulo de sección plástico en eje Y..... | $Z_{yc} = 1239cm^3$ |
| Espesor del alma..... | $t_{wc} = 1.12cm$ | Longitud Columna..... | $L_c = 6.7675249m$ |
| Ancho de patín..... | $b_{fc} = 36.9cm$ | Límite de fluencia..... | $F_{yc} = 3515 \frac{kgf}{cm^2}$ |
| Espesor de patín..... | $t_{fc} = 1.80cm$ | Límite último..... | $F_{uc} = 4570 \frac{kgf}{cm^2}$ |
| Radio de curvatura vertical..... | $k_c = 3.50cm$ | Factor Ry..... | $R_{yc} = 1.10$ |
| Radio de curvatura horizontal..... | $k_{lc} = 2.20cm$ | Factor Rt..... | $R_{tc} = 1.10$ |
| Altura libre del alma..... | $T_c = d_c - 2 \cdot k_c = 28.6 \cdot cm$ | Módulo de elasticidad.... | $E = 2039000 \frac{kgf}{cm^2}$ |
| Gramil (Patín)..... | $g_c = 14cm$ | | |
| Ømáx. Sujetadores (En patín)..... | $\phi_{max,fc} = 3.81cm$ | | |
| Inercia en eje X..... | $I_{xc} = 41581cm^4$ | | |
| Módulo de sección elástico en eje X... | $S_{xc} = 2344cm^3$ | | |
| Radio de giro en eje X..... | $r_{xc} = 15.6cm$ | | |
| Inercia en eje Y..... | $I_{yc} = 15068cm^4$ | | |
| Módulo de sección elástico en eje Y... | $S_{yc} = 818cm^3$ | | |
| Radio de giro en eje Y..... | $r_{yc} = 9.4cm$ | | |
| Constante de torsión..... | $J_c = 169cm^4$ | | |

VIGA



W 16 X 50

Área..... $A_b = 94.80 \text{ cm}^2$

Peralte..... $d_b = 41.30 \text{ cm}$

Espesor del alma..... $t_{wb} = 0.97 \text{ cm}$

Ancho de patín..... $b_{fb} = 18.00 \text{ cm}$

Espesor de patín..... $t_{fb} = 1.60 \text{ cm}$

Radio de curvatura vertical..... $k_b = 3.30 \text{ cm}$

Radio de curvatura horizontal..... $k_{lb} = 2.10 \text{ cm}$

Altura libre del alma..... $T_b = d_b - 2 \cdot k_b = 34.7 \cdot \text{cm}$

Gramil (Patín)..... $g_b = 9 \text{ cm}$

Gramil (Alma)..... $g_{lb} = 9 \text{ cm}$

Ømax. Sujetadores (En patín)..... $\phi_{max.fb} = 2.54 \text{ cm}$

Ømax. Sujetadores (En alma)..... $\phi_{max.wb} = 2.54 \text{ cm}$

Inercia en eje X..... $I_{xb} = 27430 \text{ cm}^4$

Módulo de sección elástico en eje X... $S_{xb} = 1327 \text{ cm}^3$

Radio de giro en eje X..... $r_{xb} = 17.00 \text{ cm}$

Inercia en eje Y..... $I_{yb} = 1548 \text{ cm}^4$

Módulo de sección elástico en eje Y... $S_{yb} = 172 \text{ cm}^3$

Radio de giro en eje Y..... $r_{yb} = 4.00 \text{ cm}$

Constante de torsión..... $J_b = 63 \text{ cm}^4$

Módulo de sección
plástico en eje X..... $Z_{xb} = 1508 \text{ cm}^3$

Módulo de sección
plástico en eje Y..... $Z_{yb} = 267 \text{ cm}^3$

Longitud viga..... $L_b = 5.8843 \text{ m}$

Límite de fluencia..... $F_{yb} = 3515 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Límite último..... $F_{ub} = 4570 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Factor Ry..... $R_{yb} = 1.10$

Factor Rt..... $R_{tb} = 1.10$

Fuerza de fluencia nominal requerida usando las combinaciones de LRFD

$$P_y = R_{yc} \cdot F_{yc} \cdot A_c = 661.171 \cdot \text{tonnef}$$

Fuerza axial requerida en la columna usando las combinaciones del LRFD

En ausencia de este dato, se evalúa la capacidad para tres casos de cargas en función de la capacidad de carga de la sección.

$$P_{u1} = 0 \cdot P_y = 0$$

$$P_{u2} = 0.20 \cdot P_y = 132.234 \cdot \text{tonnef}$$

$$P_{u3} = 0.60 \cdot P_y = 396.703 \cdot \text{tonnef}$$

Factor de reducción por compresión (ϕ_c) $\phi_c = 0.90$

Radio de fuerza requerida a fuerza disponible (Ca)

$$C_{a1} = \frac{P_{u1}}{\phi_c \cdot P_y} = 0$$

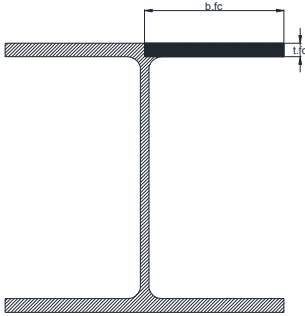
$$C_{a2} = \frac{P_{u2}}{\phi_c \cdot P_y} = 0.222$$

$$C_{a3} = \frac{P_{u3}}{\phi_c \cdot P_y} = 0.667$$

LIMITACIONES EN LA RELACIÓN ANCHO - ESPESOR PARA MIEMBROS DISEÑADOS COMO MODERADAMENTE O ALTAMENTE DÚCTILES

COLUMNA W 14 X 90

Patines de columna



Radio ancho - espesor

$$\lambda_f = \frac{b_{fc}}{2 \cdot t_{fc}} = 10.25$$

Miembros altamente dúctiles

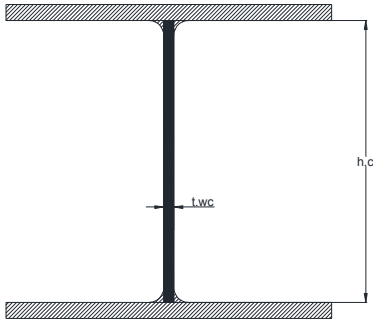
$$\lambda_{h.d.f} = 0.32 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} = 7.349$$

Miembros moderadamente dúctiles

$$\lambda_{m.d.f} = 0.40 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} = 9.186$$

$$Patines_{Columna} = \begin{cases} \text{"Altamente Dúctiles"} & \text{if } \lambda_f < \lambda_{h.d.f} \\ \text{"Moderadamente Dúctiles"} & \text{if } \lambda_{h.d.f} < \lambda_f < \lambda_{m.d.f} \\ \text{"Perfil no dúctil"} & \text{if } \lambda_f > \lambda_{m.d.f} \end{cases}$$

$$Patines_{Columna} = \text{"Perfil no dúctil"}$$



Alma de la columna

Altura de la sección principal del alma $h_p = d_c - 2 \cdot k_c = 0.286 \text{ m}$

Radio ancho - espesor $\lambda_{wp} = \frac{h_p}{t_{wc}} = 25.536$

Miembros altamente dúctiles

$$\lambda_{h.d.wp} = \begin{cases} 2.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (1 - 1.104 \cdot C_{a1}) & \text{if } C_{a1} \leq 0.114 \\ \max \left[0.88 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (2.68 - C_{a1}), 1.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \right] & \text{if } C_{a1} > 0.114 \end{cases}$$

Miembros moderadamente dúctiles

$$\lambda_{m.d.wp} = \begin{cases} 3.96 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (1 - 3.04 \cdot C_{a1}) & \text{if } C_{a1} \leq 0.114 \\ \max \left[1.29 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (2.12 - C_{a1}), 1.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \right] & \text{if } C_{a1} > 0.114 \end{cases}$$

$$Alma_{Columna} = \begin{cases} \text{"Altamente Dúctil"} & \text{if } \lambda_{wp} < \lambda_{h.d.wp} \\ \text{"Moderadamente Dúctil"} & \text{if } \lambda_{h.d.wp} < \lambda_{wp} < \lambda_{m.d.wp} \end{cases}$$

Caso 1 (Sin carga axial)

$$Alma_{Columna} = \text{"Altamente Dúctil"}$$

Miembros altamente dúctiles

$$\lambda_{h.d.wp2} = \begin{cases} 2.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (1 - 1.104 \cdot C_{a2}) & \text{if } C_{a2} \leq 0.114 \\ \max \left[0.88 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (2.68 - C_{a2}), 1.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \right] & \text{if } C_{a2} > 0.114 \end{cases}$$

Miembros moderadamente dúctiles

$$\lambda_{m.d.wp2} = \begin{cases} 3.96 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (1 - 3.04 \cdot C_{a2}) & \text{if } C_{a2} \leq 0.114 \\ \max \left[1.29 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (2.12 - C_{a2}), 1.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \right] & \text{if } C_{a2} > 0.114 \end{cases}$$

$$Alma_{Columna2} = \begin{cases} \text{"Altamente Dúctil"} & \text{if } \lambda_{wp} < \lambda_{h.d.wp2} \\ \text{"Moderadamente Dúctil"} & \text{if } \lambda_{h.d.wp2} < \lambda_{wp} < \lambda_{m.d.wp2} \end{cases}$$

Caso 2 (Con el 20% de la capacidad de la sección actuando como carga axial)

$$Alma_{Columna2} = \text{"Altamente Dúctil"}$$

Miembros altamente dúctiles

$$\lambda_{h.d.wp3} = \begin{cases} 2.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (1 - 1.104 \cdot C_{a3}) & \text{if } C_{a3} \leq 0.114 \\ \max \left[0.88 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (2.68 - C_{a3}), 1.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \right] & \text{if } C_{a3} > 0.114 \end{cases}$$

Miembros moderadamente dúctiles

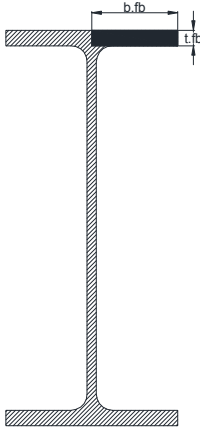
$$\lambda_{m.d.wp3} = \begin{cases} 3.96 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (1 - 3.04 \cdot C_{a3}) & \text{if } C_{a3} \leq 0.114 \\ \max \left[1.29 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (2.12 - C_{a3}), 1.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \right] & \text{if } C_{a3} > 0.114 \end{cases}$$

$$Alma_{Columna3} = \begin{cases} \text{"Altamente Dúctil"} & \text{if } \lambda_{wp} < \lambda_{h.d.wp3} \\ \text{"Moderadamente Dúctil"} & \text{if } \lambda_{h.d.wp3} < \lambda_{wp} < \lambda_{m.d.wp3} \end{cases}$$

Caso 3 (Con el 60% de la capacidad de la sección actuando como carga axial)

$$Alma_{Columna3} = \text{"Altamente Dúctil"}$$

VIGA W16X50



Patines de Viga

Radio ancho - espesor

$$\lambda_{fb} = \frac{b_{fb}}{2 \cdot t_{fb}} = 5.625$$

Miembros altamente dúctiles

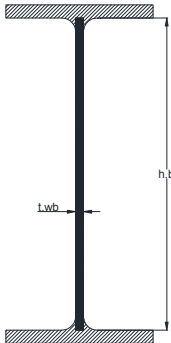
$$\lambda_{h.d.fb} = 0.32 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} = 7.349$$

Miembros moderadamente dúctiles

$$\lambda_{m.d.fb} = 0.40 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} = 9.186$$

$$Patines_{Viga} = \begin{cases} \text{"Altamente Dúctiles"} & \text{if } \lambda_{fb} < \lambda_{h.d.fb} \\ \text{"Moderadamente Dúctiles"} & \text{if } \lambda_{h.d.fb} < \lambda_{fb} < \lambda_{m.d.fb} \end{cases}$$

$$Patines_{Viga} = \text{"Altamente Dúctiles"}$$



Alma de la viga

Altura del alma

$$h_{wb} = d_b - 2 \cdot k_b = 0.347 \text{ m}$$

Radio ancho - espesor

$$\lambda_{wb} = \frac{h_{wb}}{t_{wb}} = 35.773$$

Miembros altamente dúctiles

$$\lambda_{h.d.wb} = \begin{cases} 2.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (1 - 1.104 \cdot C_{a1}) & \text{if } C_{a1} \leq 0.114 \\ \max \left[0.88 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (2.68 - C_{a1}), 1.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \right] & \text{if } C_{a1} > 0.114 \end{cases}$$

Miembros moderadamente dúctiles

$$\lambda_{m.d.wb} = \begin{cases} 3.96 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (1 - 3.04 \cdot C_{a1}) & \text{if } C_{a1} \leq 0.114 \\ \max \left[1.29 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (2.12 - C_{a1}), 1.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \right] & \text{if } C_{a1} > 0.114 \end{cases}$$

$$Alma_{Viga} = \begin{cases} \text{"Altamente Dúctil"} & \text{if } \lambda_{wb} < \lambda_{h.d.wb} \\ \text{"Moderadamente Dúctil"} & \text{if } \lambda_{h.d.wb} < \lambda_{wb} < \lambda_{m.d.wb} \end{cases}$$

Caso 1 (Sin carga axial)

$$Alma_{Viga} = \text{"Altamente Dúctil"}$$

Miembros altamente dúctiles

$$\lambda_{h.d.wb2} = \begin{cases} 2.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (1 - 1.104 \cdot C_{a2}) & \text{if } C_{a2} \leq 0.114 \\ \max \left[0.88 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (2.68 - C_{a2}), 1.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \right] & \text{if } C_{a2} > 0.114 \end{cases}$$

Miembros moderadamente dúctiles

$$\lambda_{m.d.wb2} = \begin{cases} 3.96 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (1 - 3.04 \cdot C_{a2}) & \text{if } C_{a2} \leq 0.114 \\ \max \left[1.29 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (2.12 - C_{a2}), 1.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \right] & \text{if } C_{a2} > 0.114 \end{cases}$$

$$Alma_{Viga2} = \begin{cases} \text{"Altamente Dúctil"} & \text{if } \lambda_{wb} < \lambda_{h.d.wb2} \\ \text{"Moderadamente Dúctil"} & \text{if } \lambda_{h.d.wb2} < \lambda_{wb} < \lambda_{m.d.wb2} \end{cases}$$

Caso 2 (Con el 20% de la capacidad de la sección actuando como carga axial)

$$Alma_{Viga2} = \text{"Altamente Dúctil"}$$

Miembros altamente dúctiles

$$\lambda_{h.d.wb3} = \begin{cases} 2.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (1 - 1.104 \cdot C_{a3}) & \text{if } C_{a3} \leq 0.114 \\ \max \left[0.88 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (2.68 - C_{a3}), 1.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \right] & \text{if } C_{a3} > 0.114 \end{cases}$$

Miembros moderadamente dúctiles

$$\lambda_{m.d.wb3} = \begin{cases} 3.96 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (1 - 3.04 \cdot C_{a3}) & \text{if } C_{a3} \leq 0.114 \\ \max \left[1.29 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (2.12 - C_{a3}), 1.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \right] & \text{if } C_{a3} > 0.114 \end{cases}$$

$$Alma_{Viga3} = \begin{cases} \text{"Altamente Dúctil"} & \text{if } \lambda_{wb} < \lambda_{h.d.wb3} \\ \text{"Moderadamente Dúctil"} & \text{if } \lambda_{h.d.wb3} < \lambda_{wb} < \lambda_{m.d.wb3} \end{cases}$$

Caso 3 (Con el 60% de la capacidad de la sección actuando como carga axial)

$$Alma_{Viga3} = \text{"Altamente Dúctil"}$$

Debido a su geometría, para los rangos de carga evaluado (0, 20 y 60% de la carga axial) la viga resulta en todos los casos un perfil altamente dúctil, no así con la columna cuyos patines quedan fuera de este criterio haciendo de este perfil una sección no idónea para usar en marcos dúctiles.

Relación Claro-Peralte

De acuerdo al AISC 358-16, la relación claro - peralte de la viga debe limitarse como sigue:

a) Para sistemas tipo SMF: 7 o más

b) Para sistemas tipo IMF: 5 o más

$$Rel = \frac{L_b}{d_b} = 14.248$$

$$Relación_{Claro.Peralte} = \begin{cases} "Adecuada" & \text{if } Rel \geq 7 \\ "Insuficiente" & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$Relación_{Claro.Peralte} = "Adecuada"$$

Factor Cpr

Factor que considera la fuerza pico de la conexión, incluyendo el endurecimiento por deformación, restricciones locales, refuerzos adicionales y otras condiciones de la conexión. A menos que se especifique otra cosa en el estándar, el valor de Cpr será:

$$C_{pr.b} = \min\left(\frac{F_{yb} + F_{ub}}{2 \cdot F_{yb}}, 1.20\right) = 1.15$$

Momento máximo probable en la articulación plástica (M.pr)

Momento máximo probable en la localización de la articulación, determinada de acuerdo con el ANSI/AISC 358, o de cualquier otra manera determinada en la precalificación de una conexión de acuerdo a la sección K1, o en un programa de pruebas de acuerdo con la sección K2 del AISC 341.

$$M_{pr} = C_{pr.b} \cdot R_{yb} \cdot F_{yb} \cdot Z_{xb}$$

$$M_{pr} = 67.057 \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m}$$

Fuerza cortante en los extremos de la viga

Esta sección aplica para las almas de miembros de simetría doble o simple y canales solicitados a corte en el plano del alma.

$$h_w = \frac{h_{wb}}{t_{wb}} = 35.773$$

$$\phi_v = \begin{cases} 1.00 & \text{if } h_w \leq 2.24 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}} \\ 0.90 & \text{otherwise} \end{cases} = 1$$

Área del alma

$$A_w = h_{wb} \cdot t_{wb} = 33.659 \cdot \text{cm}^2$$

$$k_v = 5$$

Coeficiente de corte del alma

$$C_v = \begin{cases} 1.00 & \text{if } h_w \leq 1.10 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{F_{yb}}} \\ \frac{1.10 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{F_{yb}}}}{h_w} & \text{if } 1.10 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{F_{yb}}} < h_w \leq 1.37 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{F_{yb}}} \\ \frac{1.51 \cdot k_v \cdot E}{h_w^2 \cdot F_{yb}} & \text{if } h_w > 1.37 \cdot \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{F_{yb}}} \end{cases} = 1$$

RESISTENCIA NOMINAL AL CORTE DEL PERFIL

$$V_n = 0.60 \cdot F_{yb} \cdot A_w \cdot C_v$$

$$V_n = 70.987 \cdot \text{tonnef}$$

Resistencia de diseño del perfil

$$\phi_v \cdot V_n = 70.987 \cdot \text{tonnef}$$

Se asume como fuerza cortante, la capacidad total del perfil $V_{\text{gravedad}} = \phi_v \cdot V_n = 70.987 \cdot \text{tonnef}$

Distancia de la cara de la columna a la articulación plástica

$$S_h = \min\left(\frac{d_b}{2}, 3 \cdot b_{fb}\right) = 0.207 \text{ m}$$

Distancia entre articulaciones plásticas

$$L_h = L_b - 2 \cdot S_h$$

$$L_h = 5.471 \cdot m$$

$$V_u = \frac{2 \cdot M_{pr}}{L_h} + V_{gravedad}$$

$$V_u = 95.499 \cdot \text{tonnef}$$

Radio Momento en viga - columna

Deberá satisfacerse la siguiente relación para las conexiones viga-columna

$$\frac{\Sigma M_{pc}^*}{\Sigma M_{pb}^*} > 1.0$$

$$\Sigma M_{pc}^*$$

La suma de las proyecciones de las resistencias nominales a flexión de las columnas (incluyendo ménsulas cuando se utilicen) arriba y abajo de la unión a la línea central de la viga con una reducción de la fuerza axial en la columna. Recordando que en este caso, la columna trabaja a través de su eje débil, se permite determinar su valor como:

$$M'_{p.c} = \sum \left[Z_{yc} \cdot \left(F_{yc} - \frac{\alpha_s \cdot P_r}{A_g} \right) \right]$$

Número de columnas
concurrentes al nodo (n.c)

$$n_c = 2$$

Número de vigas
concurrentes al nodo (n.b)

$$n_b = 1$$

Área de la columna

$$A_g = A_c = 171 \cdot \text{cm}^2$$

Fuerza axial requerida en la columna

$$P_{r1} = P_{u1} = 0 \cdot \text{tonnef}$$

$$P_{r2} = P_{u2} = 132.234 \cdot \text{tonnef}$$

$$P_{r3} = P_{u3} = 396.703 \cdot \text{tonnef}$$

Factor de ajuste de fuerzas α_s
(1.0 para LRFD, 1.50 para ASD)

$$\alpha_s = 1.0$$

$$M'_{p.c1} = n_c \cdot \left[Z_{yc} \cdot \left(F_{yc} - \frac{\alpha_s \cdot P_{r1}}{A_g} \right) \right]$$

$$M'_{p.c1} = 87.102 \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m}$$

Caso 1) Sin carga axial

$$M'_{p.c2} = n_c \cdot \left[Z_{yc} \cdot \left(F_{yc} - \frac{\alpha_s \cdot P_{r2}}{A_g} \right) \right]$$

$$M'_{p.c2} = 67.939 \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m}$$

Caso 2) Con el 20% de la capacidad total actuando como carga axial

$$M'_{p.c3} = n_c \cdot \left[Z_{yc} \cdot \left(F_{yc} - \frac{\alpha_s \cdot P_{r3}}{A_g} \right) \right]$$

$$M'_{p.c3} = 29.615 \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m}$$

Caso 3) Con el 60% de la capacidad total actuando como carga axial

$$\Sigma M^*_{pb}$$

La suma de las proyecciones de las resistencias esperadas a flexión de las vigas en las localizaciones de las articulaciones plásticas a la línea de centro de la columna. Se permite determinar su valor como se indica:

$$M'_{p.b} = n_b \cdot (M_{pr} + \alpha_s \cdot M_v)$$

El momento adicional debido a la amplificación de cortante de la localización de la articulación plástica a la línea central de la columna basado en las combinaciones de carga del LRFD o ASD como sigue:

$$M_v = V_u \cdot S_h$$

$$M_v = 19.721 \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M'_{p.b} = n_b \cdot (M_{pr} + \alpha_s \cdot M_v)$$

$$M'_{p.b} = 86.778 \cdot \text{tonnef} \cdot \text{m}$$

Donde

M_v Momento adicional debido a la amplificación por cortante de la localización de la articulación plástica a la línea de centro de la columna basado en las combinaciones de carga del LRFD.

P_r Fuerza de compresión requerida en la columna

Z_b Módulo de sección plástico de la viga.

Z_c Módulo de sección plástico de la columna.

$$\frac{M'_{p.c1}}{M'_{p.b}} = 1.004$$

$$\text{Relacion}_{\text{Radio.Momento}} = \begin{cases} \text{"Satisfactoria"} & \text{if } \frac{M'_{p.c1}}{M'_{p.b}} > 1.0 \\ \text{"No se cumple"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Relacion}_{\text{Radio.Momento}} = \text{"Satisfactoria"}$$

$$\frac{M'_{p.c2}}{M'_{p.b}} = 0.783$$

$$Relacion_{Radio.Momento2} = \begin{cases} "Satisfactoria" & \text{if } \frac{M'_{p.c2}}{M'_{p.b}} > 1.0 \\ "No se cumple" & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$Relacion_{Radio.Momento2} = "No se cumple"$$

$$\frac{M'_{p.c3}}{M'_{p.b}} = 0.341$$

$$Relacion_{Radio.Momento3} = \begin{cases} "Satisfactoria" & \text{if } \frac{M'_{p.c3}}{M'_{p.b}} > 1.0 \\ "No se cumple" & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$Relacion_{Radio.Momento3} = "No se cumple"$$

Se concluye que inclusive si no existiese carga axial sobre la columna (caso ficticio) la unión se encuentra justo en el límite de la relación para definir si la conexión cumple con el principio columna fuerte - viga débil, sin embargo, en la generalidad de los casos, aunque mínima, existe carga axial sobre la columna, en este caso, se evalúa la posibilidad de que esta carga sea el 20% (caso 2) y el 60% (caso 3) de la capacidad total de la sección a compresión, se observa, como con un valor bajo (del orden del 20%) no se cumple a relación, así mismo, se observa como en la medida que la carga aumenta, la relación de momentos de la columna a la viga decrece haciendo que la conexión no cumpla con esta condicionante de las normas sísmicas del AISC (AISC 341-2016)